

VILNIAUS GEDIMINO TECHNIKOS UNIVERSITETAS

Vilius KLEINAS

SUBALANSUOTŲ VIENAJUOSČIŲ ARKINIŲ PĖSČIŲJŲ TILTŲ KOMPONAVIMO IR ELGSENOS ANALIZĖ

DAKTARO DISERTACIJA

TECHNOLOGIJOS MOKSLAI,
STATYBOS INŽINERIJA (T 002)

Vilnius, 2021

Disertacija rengta 2016–2021 metais Vilniaus Gedimino technikos universitete.

Vadovas

prof. dr. Algirdas JUOZAPAITIS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – T 002).

Vilniaus Gedimino technikos universiteto Statybos inžinerijos mokslo krypties disertacijos gynimo taryba:

Pirmininkas

prof. dr. Juozas VALIVONIS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – T 002).

Nariai:

prof. dr. Darius BAČINSKAS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – T 002),

prof. dr. Alfonsas DANIŪNAS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – T 002),

prof. habil. dr. Gintautas DZEMYDA (Vilniaus universitetas, informatikos inžinerija – T 007),

prof. habil. dr. Hartmut PASTERNAK (Brandenburgo technologijos universitetas, Vokietija, statybos inžinerija – T 002).

Disertacija bus ginama viešame Statybos inžinerijos mokslo krypties disertacijos gynimo tarybos posėdyje **2021 m. rugpjūčio 31 d. 9 val.** Vilniaus Gedimino technikos universiteto senato posėdžių salėje.

Adresas: Saulėtekio al. 11, LT-10223 Vilnius, Lietuva.

Tel.: (8 5) 274 4956; faksas (8 5) 270 0112; el. paštas doktor@vilniustech.lt

Pranešimai apie numatomą ginti disertaciją išsiųsti 2021 m. liepos 30 d.

Disertaciją galima peržiūrėti Vilniaus Gedimino technikos universiteto bibliotekoje talpykloje <http://dspace.vilniustech.lt> ir Vilniaus Gedimino technikos universiteto bibliotekoje (Saulėtekio al. 14, LT-10223 Vilnius, Lietuva).

Vilniaus Gedimino technikos universiteto 2021-037-M mokslo literatūros knyga

doi: 10.20334/2021-037-M

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas, 2021

© Vilius Kleinas, 2021

vilius.kleinas@vilniustech.lt

VILNIUS GEDIMINAS TECHNICAL UNIVERSITY

Vilius KLEINAS

**ARRANGEMENT AND BEHAVIOURAL
ANALYSIS OF BALANCED STRESSED
RIBBON-ARC PEDESTRIAN BRIDGES**

DOCTORAL DISSERTATION

TECHNOLOGICAL SCIENCES,
CIVIL ENGINEERING (T 002)

Vilnius, 2021

Doctoral dissertation was prepared at Vilnius Gediminas Technical University in 2016–2021.

Supervisor

Prof. Dr Algirdas JUOZAPAITIS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – T 002).

The Dissertation Defence Council of Scientific Field of Civil Engineering of Vilnius Gediminas Technical University:

Chairman

Prof. Dr Juozas VALIVONIS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – T 002).

Members:

Prof. Dr Darius BAČINSKAS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – T 002).

Prof. Dr Alfonsas DANIŪNAS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – T 002),

Prof. Dr Habil. Gintautas DZEMYDA (Vilniaus University, Informatics Engineering – T 007),

Prof. Dr Habil. Hartmut PASTERNAK (Brandenburg University of Technology, Germany, Civil Engineering – T 002).

The dissertation will be defended at the public meeting of the Dissertation Defence Council of Civil Engineering in the Senate Hall of Vilnius Gediminas Technical University at **9 a. m. on 31 August 2021**.

Address: Saulėtekio al. 11, LT-10223 Vilnius, Lithuania.

Tel.: +370 5 274 4956; fax +370 5 270 0112; e-mail: doktor@vilniustech.lt

A notification on the intend defending of the dissertation was send on 30 July 2021.

A copy of the doctoral dissertation is available for review at Vilnius Gediminas Technical University repository <http://dspace.vilniustech.lt> and at the Library of Vilnius Gediminas Technical University (Saulėtekio al. 14, LT-10223 Vilnius, Lithuania).

Reziumė

Disertacijoje tiriama subalansuotų vienajuosčių arkinių pėsčiųjų tiltų laikančiųjų elementų įtempių ir deformacijų būseną. Tikslas – atlikti įrašų ir poslinkių pasiskirstymo kombinuotojo pėsčiųjų tilto laikančiuose elementuose analizę ir parengti subalansuotos konstrukcijos komponavimo inžinerinę metodiką. Analitinis tyrimas taikant inžinerinę metodiką parodė įtempto kabamojo elemento taikymo kombinuotoje tilto konstrukcijoje galimybes ir apibūdino įrašų bei poslinkių pasiskirstymą laikančiuose elementuose. Atlikta geometriškai netiesinė tilto elgsenos analizė taikant BEM atskleidė naujos subalansuotos plieninės konstrukcijos elgseną bei įtempių ir deformacijų būvį veikiant skirtingoms statinėms vertikaloms ir sunkio apkrovoms bei temperatūros poveikiams.

Disertaciją sudaro įvadas, trys skyriai, bendrosios išvados, literatūros sąrašas, autoriaus publikacijų disertacijos tema sąrašas ir santrauka anglų kalba.

Įvade aptariama tiriamoji problema, darbo aktualumas, tyrimų objektas, darbo tikslas bei uždaviniai. Aprašoma tyrimų metodika, aptariamas darbo mokslinis naujumas, rezultatų praktinė reikšmė, pristatomi ginamieji teiginiai. Įvado pabaigoje pristatomos disertacijos tema paskelbtos autoriaus publikacijos ir pranešimai konferencijose, pateikta disertacijos struktūra.

Pirmame skyriuje pateikta kombinuotųjų vienajuosčių arkinių pėsčiųjų tiltų konstrukcijų ir laikančiųjų elementų skaičiavimo metodų apžvalga. Skyriaus pabaigoje suformuluotos išvados ir darbo uždaviniai.

Antrame skyriuje pateikta kabamosios tilto dalies laikančiojo elemento geometrinių parametrų nustatymo ir skerspjūvio ploto apskaičiavimo metodika atsižvelgianti į ribinio įlinkio sąlygą. Metodikos tikslumas patikrintas BEM taikant skirtingas vertikalias statines apkrovas. Skyriaus pabaigoje suformuluotos išvados ir rekomendacijos.

Trečiame skyriuje pateikta inžinerinė kombinuotojo tilto geometrijos nustatymo ir laikančiųjų elementų skerspjūvių standumo parinkimo inžinerinė metodika. Atliktas kombinuotojo tilto analitinis parametrinis tyrimas, kurio metu nustatyti subalansuotos tilto konstrukcijos komponuojamieji parametrai taikant skirtingas gravitacines ir pakloto elementų apkrovas bei laikančiųjų elementų standumus. Skyriuje pateiktas subalansuoto plieninio kombinuotojo tilto skaitinis geometriškai netiesinis tyrimas BEM taikant skirtingus statinės vertikalios žmonių apkrovos ir temperatūros poveikius. Atliktas konstrukcijos stabilumo vertinimas taikant BEM. Skyriaus pabaigoje suformuluotos išvados ir rekomendacijos.

Disertacijos tema yra paskelbti 3 moksliniai straipsniai recenzuojamuose mokslo žurnaluose. Tyrimų rezultatai buvo paskelbti trijose mokslinėse konferencijose.

Abstract

The dissertation investigates the state of stresses and strains of balanced, stressed ribbon-arc pedestrian bridge load-bearing elements. The aim is to analyse stress and displacement distribution in the load-bearing elements of a combined pedestrian bridge and develop an engineering methodology to arrange a balanced structure. An analytical study using engineering methodology showed the possibilities of applying a stressed ribbon element in the combined bridge structure and described the distribution of stresses and displacements in the load-bearing parts. Furthermore, a geometrically nonlinear analysis of the bridge behaviour using FEM revealed the behaviour of a new balanced steel structure and the state of stresses and strains under static vertical and gravitational loads, also temperature effects.

The dissertation consists of an introduction, three chapters, general conclusions, a bibliography, a list of the author's publications on the dissertation topic, and a summary in English.

The introduction discusses the research problem, the relevance of the work, the object of research, the aim and objectives of the work. The research methodology described the scientific novelty of the work, the practical significance of the results discussed, and the defensive statements presented. Author's publications and conference papers on the dissertation topic and the dissertation structure presented.

The first chapter provides an overview of the calculation methods of combined stressed ribbon-arch pedestrian bridge structures and load-bearing elements. Conclusions and recommendations formulated at the end of the chapter.

The second chapter presents analytical and numerical studies of the suspension bridge part in assessing different static loads and limiting deflections. Conclusions and recommendations formulated at the end of the chapter.

The third chapter presents the engineering methodology for determining the geometry of the combined bridge and selecting the stiffness of the cross-sections of the supporting elements. During the analytical parametric study, the compositional parameters of the balanced bridge structure determined by applying different gravitational and deck loadings and stiffnesses of the load-bearing components. The chapter presents a numerical geometrically nonlinear study of a balanced steel bridge in FEM using different vertical, gravitational loads and temperature effects. Structural stability assessment using BEM performed. Conclusions and recommendations formulated at the end of the chapter.

The results of the dissertation published in 3 scientific articles in peer-reviewed scientific journals; the results of the research conducted in the dissertation published in three scientific conferences.

Žymėjimai

Simboliai

A_L	– laikančiųjų lynų arba lakštų skerspjūvio plotas;
a	– neapkrautoji arkos dalis;
b	– atstumas tarp atramų;
B, b_1, b_2	– pakloto geometriniai parametrai;
b_k, b_n	– laikančiųjų elementų padėties matmenys;
B_L, b_L, t_L	– laikančiųjų lakštų geometriniai parametrai;
t_C	– gelžbetoninės plokštės storis;
f_0	– pradinis geometrijos įsvyris;
f_g	– įsvyris veikiant nuolatinei apkrovai;
Δf_{gnk}	– neįtempto elemento poslinkis veikiant nuolatinei apkrovai;
Δf_v	– įlinkis veikiant charakteristinei kintamai apkrovai;
f_{gk}	– įtempto elemento įsvyris veikiant charakteristinei nuolatinei apkrovai;
f_{gvk}	– įtempto elemento įsvyris veikiant charakteristinei nuolatinei ir kintamai apkrovoms;
f_{yd}	– skaičiuotinis medžiagos stipris;
g_k	– nuolatinė charakteristinė apkrova, kN/m;

H	– horizontali reakcija;
h_v	– atramų aukščių skirtumas;
i	– didžiausia einamosios dalies išilginio nuolydžio reikšmė, %;
k	– ribinio įlinkio koeficientas;
L_{sum}	– bendras tilto konstrukcijos ilgis;
L_a	– arkos tarpatramis;
L_{ar}	– arkos lenktos dalies ilgis;
L_l	– balno kraštinė dalis;
L_f	– kraštinis lenktos arkos dalies ilgis, pasirenkamas laisvai;
L_b	– tilto arkos balno ilgis
L_v	– kabamosios tilto dalies tarpatramis;
$L_{anch.l}$	– inkaravimo zona;
$L(\sigma_{Rb})$	– suminiai ašinių normaliniai įtempiai atramos balno zonoje;
$L(\sigma_N)$	– ašiniai normaliniai įtempiai kabamojo elemento tarpatramyje;
R_a	– arkos spindulys;
R_s	– einamosios tilto dalies spindulys laikančiojo elemento ašyje;
R_b	– balno spindulys;
S_g, S_{gv}	– geometriniai elemento ilgiai veikiant nuolatinei ir pilnai apkrovai;
S_s	– einamosios tilto dalies ilgis;
T	– laikančiojo elemento ašinė jėga;
T_g, T_{gv}	– įtempto elemento ašinės jėgos veikiant nuolatinei ir pilnai charakteristinėms apkrovoms;
V_1, V_2	– vertikalios reakcijos;
v_k	– kintamoji charakteristinė vertikalė apkrova, kN/m;
α_l, β_g	– geometrinės apybrėžos kampai;
β	– einamosios dalies nuolydžio kampas;
γ	– kintamosios ir nuolatinės apkrovų santykis (v_k/g_k);
σ_{Nk}	– charakteristiniai normaliniai įtempiai kabamajame elemente;
σ_{Nd}	– skaičiuotiniai normaliniai įtempiai kabamajame elemente;
σ_M	– lenkimo įtempiai balno zonoje.

Santrumpos

AA	– asimetrinė apkrova;
APAP	– anglies pluoštu armuoti polimerai;
BEM	– baigtinių elementų metodas;
IAA	– išilginė asimetrinė apkrova;
IAAPK	– išilginės asimetrinės apkrovos poveikio koeficientas;
KT	– kombinuotasis tiltas;
KPA	– kabamoji paremta arka;
M	– reikšmės gautos taikant inžinerinę metodiką;
N	– skaitinės analizės taikant BEM rezultatai;
SKK	– subalansuota kombinuotoji konstrukcija;
SA	– simetrinė apkrova;
SK	– analitinių ir BEM rezultatų skirtumas, %;

.

Turinys

IVADAS.....	1
Problemos formulavimas.....	1
Darbo aktualumas.....	2
Tyrimų objektas.....	2
Darbo tikslas.....	2
Darbo uždaviniai	2
Tyrimų metodika	3
Darbo mokslinis naujumas	3
Darbo rezultatų praktinė reikšmė	4
Ginamieji teiginiai.....	4
Darbo rezultatų aprobavimas.....	4
Disertacijos struktūra.....	5
Padėka	5
1. TYRIMŲ OBJEKTO KONSTRUKCINĖS SANDAROS, KOMPONAVIMO, TYRIMŲ IR SKAIČIAVIMO METODŲ APŽVALGA.....	7
1.1. Kombinuotieji kabamieji-arkiniai tiltai	7
1.2. Subalansuotos konstrukcijos komponavimas	10
1.3. Eksperimentiniai tyrimai	12

1.4. Kabamųjų tilto konstrukcijų elgsenos ir skaičiavimų metodų apžvalga.....	17
1.4.1. Bendroji lankstaus lyno teorija	20
1.4.2. Standžialynių elementų skaičiavimo metodai.....	23
1.4.3. Atramos balno spindulio ir ilgio skaičiavimo metodų apžvalga....	25
1.5. Tilto arkos skaičiavimų metodų apžvalga	27
1.5.1. Apskritiminių arkų stabilumas plokštumoje	28
1.5.2. Apskritiminių arkų stabilumas iš plokštumos	30
1.5.3. Plieninių arkų klumpamoji galia.....	31
1.6. Pirmojo skyriaus išvados ir disertacijos uždaviniai.....	33
 2. KABAMOSIOS TILTO DALIES TYRIMAI.....	35
2.1. Kabamosios tilto dalies geometriniai ir fiziniai parametrai.....	35
2.2. Laikančiojo elemento geometrijos ir skerspjūvio ploto skaičiavimas...	37
2.3. Laikančiojo lakšto konstrukcija.....	42
2.4. Vidutinio svorio ir sunkaus pakloto analizė	45
2.5. Skaitiniai laikančiųjų elementų tyrimai.....	48
2.6. Antrojo skyriaus išvados	56
 3. KOMBINUOTOJO TILTO TYRIMAI.....	57
3.1. Racionalios arkos formos paieška	57
3.2. Pagrindiniai kombinuotojo tilto komponuojamieji parametrai	59
3.3. Arkinio balno parametrai.....	60
3.4. Arkinės konstrukcijos geometriniai parametrai.....	62
3.5. Arkos apkrovos ir įrašos.....	65
3.6. Arkos skaitinis modeliavimas.....	69
3.7. Konstrukcijos komponavimo metodika.....	74
3.8. Subalansuotos konstrukcijos analitiniai tyrimai	76
3.9. Kombinuotojo tilto tyrimai taikant BEM	81
3.9.1. Atraminės reakcijos.....	83
3.9.2. Lenkimo momentai.....	84
3.9.3. Poslinkiai	85
3.9.4. Įtempiai elementuose.....	89
3.9.5. Kombinuotojo tilto stabilumo vertinimas.....	92
3.10. Trečiojo skyriaus išvados	93
 BENDROSIOS IŠVADOS.....	97
 LITERATŪRA IR ŠALTINIAI	99

AUTORIAUS MOKSLINIŲ PUBLIKACIJŲ DISERTACIJOS TEMA SĄRAŠAS	105
SUMMARY IN ENGLISH	107
PRIEDAI ¹	121
A priedas. Arka paremtų vienajuosčių pėsčiųjų tiltų konstrukcijos	123
B priedas. Rekomendacijos	125
C priedas. Disertacijos autoriaus sąžiningumo deklaracija	130
D priedas. Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema kopijos	131

¹ Priedai pateikiami pridėtoje kompaktinėje plokštelėje.

Contents

INTRODUCTION	1
Formulation of the Problem	1
Relevance of the Thesis.....	2
The Object of the Research	2
Aim of Thesis	2
The Objective Of Thesis.....	2
The Research Methodology.....	3
The Scientific Novelty.....	3
The Practical Value of the Research Findings	4
Defended Statements.....	4
The Approval of the Research Findings	4
Structure of the Dissertation.....	5
Acknowledgement.....	5
 1. AN OVERVIEW OF THE STRUCTURAL STRUCTURE, COMPOSITION, RESEARCH AND CALCULATION METHODS OF THE RESEARCH OBJECT	 7
1.1. Stressed Ribbon-Arch Bridges	7
1.2. Arrangement of the Balanced Structure	10
1.3. Experimental Research.....	12

1.4. Overview of Behavior and Calculation Methods of Stressed Ribbon Bridge Structures	17
1.4.1. General Theory of Flexible Cable	20
1.4.2. Calculation Methods of Flexural-Stiff Elements.....	23
1.4.3. Overview of Saddle Radius and Length Calculation Methods ..	25
1.5. Overview of Bridge Arch Calculation Methods.....	27
1.5.1. In-pane Stability of Circular Arches	29
1.5.2. Out-of-pane Stability Of Circular Arches	30
1.5.3. Bearing Capacity Of Steel Arches	32
1.6. Conclusions of the First Chapter and Objective of the Dissertation	34
2. INVESTIGATION OF THE STRESSED RIBBON PART OF THE BRIDGE.....	37
2.1. Geometrical and Physical Parameters of the Suspension Part	37
2.2. Calculation of the Geometry and Cross-Sectional Area of the Load-Bearing Element.....	39
2.3. Load-Bearing Sheet Structure	44
2.4. Analysis of Medium Weight and Heavy Decking.....	47
2.5. Numerical Studies of Load-Bearing Elements	50
2.6. Conclusions of the Second Chapter.....	58
3. COMBINED BRIDGE RESEARCH.....	59
3.1. Search for a Rational Arch Shape	59
3.2. Basic Components of a Combined Bridge	61
3.3. Parameters of Arched Saddle	62
3.4. Geometrical Parameters of Arch Structure.....	64
3.5. Arch Loads and Stresses.....	67
3.6. Numerical Modeling of the Arch	71
3.7. Engineering Methodology for Arranging Bridge Structure	76
3.8. Analytical studies of Balanced Structure	78
3.9. Numerical Studies of the Combined Bridge.....	83
3.9.1. Reactions of Supports.....	84
3.9.2. Bending Moments	86
3.9.3. Deformations.....	87
3.9.4. Stresses.....	91
3.9.5. Stability Assessment of a Combined Bridge.....	93
3.10. Conclusions of the Third Chapter.....	95
GENERAL CONCLUSIONS.....	97
REFERENCES AND SOURCES	99

LIST OF SCIENTIFIC PUBLICATIONS BY THE AUTHOR ON THE TOPIC OF THE DISSERTATION	105
SUMMARY IN ENGLISH.....	105
ANNEXES ²	121
Annex A. Examples of Combined Stressed Ribbon-Arch Bridge Constructions	123
Annex B. Recomendations	125
Annex C. Declaration of Academic Integrity	130
Annex D. Copies of Scientific Publications by the Author on the Topic of the Dissertation	131

² The annexes are supplied in the enclosed compact disc.

Ivadas

Problemos formulavimas

Detalios subalansuotos kombinuotojo tilto konstrukcijos parametrų nustatymo metodikos neaptikta, tad šis poreikis yra akivaizdus. Konstrukcija nėra pakankamai ištirta, inžinerijos mokslui neatsakyti šie klausimai:

- nežinomi subalansuotos konstrukcijos komponuojamieji parametrai;
- neapibrėžta subalansuoto tilto forma kintant pakloto svoriui;
- nėra išsamiai ištirta konstrukcijos geometriškai netiesinė elgsena veikiant vertikalioms statinėms asimetrinėms pėsčiųjų apkrovoms ir temperatūros poveikiams;
- nėra žinoma kokią įtaką arkos įrašų pasiskirstymui turi jos forma;
- neištirtos įtemtų plieninių lakštų kombinuotojo tilto konstrukcijoje panaudojimo galimybės;
- neapibrėžta kabamosios tilto dalies įtaka arkos pastovumui.

Darbo aktualumas

Pateikto disertacinio darbo tema yra aktuali statybos inžinerijos kryptį tiek mokslinė, tiek ir praktinė prasme. Visame pasaulyje didėjant statybos apimtims bei taršos mastams, atsiranda būtinybė kurti naujus inovatyvius, ilgą laiką, geromis technologinėmis bei mechaninėmis savybėmis pasižyminčius, energijos sąnaudas taupančius ir mažinančius konstrukcinius sprendimus ir jų skaičiavimo metodus.

Transporto statinių plėtotė visame pasaulyje yra viena iš prioritetinių krypčių. Lietuvoje transporto tinklų plėtra, atnaujinimas, jų integracija su Europiniais transporto tinklais pastaraisiais metais įgauna vis didesnę pagreitį. Nuolat augančių transporto priemonių srautai, lemia subalansuotų tyrimo metodų ir sprendimų paiešką bei jų diegimą realiuose projektuose. Išskirtinę vietą transporto infrastruktūroje užima pėsčiųjų tiltai, kurie ne tik užtikrina pėsčiųjų ir dviratininkų saugų judėjimą, bet neretai tarnauja kaip architektūrinis vietovės akcentas.

Vienas iš disertacijoje nagrinėjamos tematikos krypčių susijusi su pėsčiųjų ir dviratininkų infrastruktūros statinių darnia plėtra, apimančia inovatyvių konstrukcinių sprendinių ir inžinerinių skaičiavimo metodų kūrimą ir taikymą tiltams, siekiant užtikrinti šių statinių saugą, patikimumą ir ilgą laiką.

Tyrimų objektas

Subalansuoto vienajausčio arkinio pėsčiųjų tilto laikančiųjų elementų įtempimų ir deformacijų būseną.

Darbo tikslas

Atlikti įrašų ir poslinkių pasiskirstymo subalansuoto pėsčiųjų tilto laikančiuose elementuose analizę vertinant vertikalias apkrovas ir temperatūros poveikius.

Darbo uždaviniai

Tikslui pasiekti sprendžiami šie uždaviniai:

1. Parengti įtemptos kabamosios tilto dalies komponavimo įrašų apskaičiavimo metodiką. Atlikti tilto kabamojo elemento elgsenos tyrimus veikiant skirtingoms statinėms pakloto apkrovoms.

2. Parengti kombinuotojo vienajusčio arkinio pėsčiųjų tilto laikančiųjų elementų įrašų ir poslinkių apskaičiavimo inžinerinę metodiką.
3. Nustatyti arkos formos įtaką lenkimo momentų pasiskirstymui kombinuotojo tilto konstrukcijoje.
4. Atlikti pavienės arkos elgsenos analitinius ir skaitinius tyrimus veikiant statinėms apkrovoms. Atlikti skaitinį tilto arkos stabilumo vertinimą.
5. Atlikti kombinuotojo vienajusčio arkinio pėsčiųjų tilto elgsenos skaitinę analizę vertinant statines simetrines ir asimetrines vertikalias apkrovas bei temperatūros poveikius.

Tyrimų metodika

Darbe taikyti analitiniai statinės elgsenos analizės metodai, įvertinantys geometriškai netiesinę elgseną ir skaitinio modeliavimo (baigtinių elementų) metodas.

Darbo mokslinis naujumas

Rengiant disertaciją buvo gauti šie statybos inžinerijos mokslui nauji rezultatai:

1. Parengta vienajusčio arkinio pėsčiųjų tilto laikančiųjų elementų įrašų ir poslinkių apskaičiavimo inžinerinė metodika, vertinanti geometrinį netiesiškumą.
2. Parengta subalansuotos tilto konstrukcijos komponuojamųjų parametrų parinkimo ir atraminių reakcijų apskaičiavimo metodika.
3. Nustatyta arkos formos įtaka lenkimo momentų pasiskirstymui kombinuotojo tilto konstrukcijoje.
4. Nustatyta, kad kabamoji tilto dalis varžo arkos poslinkius bei padidina jos pastovumą veikiant simetrinėms ir asimetrinėms statinėms apkrovoms.
5. Pasiūlyta tilto įtempto kabamojo elemento skerspjuvio ir atramos balno spindulio apskaičiavimo metodika atsižvelgiant į numatomas eksploatacines sąlygas bei elemento medžiagos stiprį.

Darbo rezultatų praktinė reikšmė

Parengta inžinerinė kombinuotojo vienajuosčio arkinio tilto komponavimo bei jo laikančiųjų lementų įrašų ir poslinkų skaičiavimo metodika leidžia parinkti subalansuotą šios konstrukcinės sistemos geometriją bei parinkti jos laikančiųjų elementų skerspjūvius. Inžinerinė metodika palengvina subalansuotos konstrukcinės tilto schemos sudarymo ir skaitinio tilto modelio parengimo procesus bei įgalina atlikti tiesioginio projektavimo procedūrą.

Darbe pateiktos rekomendacijos subalansuotų vienajuosčių arkinių pėsčiųjų tiltų konstrukcijų komponavimui. Pateiktos praktinės rekomendacijos kombinuotojo tilto arkos įrašoms reguliuoti.

Darbe nustatytos apytikslės įtemptų vienajuosčių konstrukcijų panaudojimo Lietuvoje galimybės, tenkinant TR 2.01:2019 išilginiam einamosios dalies nuolydžiui keliamus reikalavimus.

Ginamieji teiginiai

1. Pasiūlyta inžinerinė metodika leidžia tiesiogiai parinkti subalansuoto vienajuosčio arkinio tilto konstrukcinės sistemos geometrijos komponentams parametrus.
2. Kabamoji tilto dalis turi palankų poveikį arkos elgsenai ir didina jos stabilumą arkos plokštumoje, priklausomai nuo išankstinio kabamosios dalies įtempimo.
3. Kabamasis elementas su arka susietas ašine jėga, kuri paskirstoma į arką išoriniu slėgiu. Laikančiojo kabamojo elemento lenkiamieji įtempimai balno zonoje tiesiogiai priklauso nuo jo skerspjūvio aukščio (storio) ir arkos balno spindulio.
4. Pasiūlytas lengvos vienajuostės plieninės konstrukcijos skerspjūvis praplečia kombinuotojo tilto konstrukcijų taikymą.

Darbo rezultatų aprobavimas

Disertacijos tema yra paskelbti 3 moksliniai straipsniai recenzuojamuose mokslo žurnaluose, iš kurių vienas *Clarivate Analytics Web of Science* duomenų bazės leidinyje, turinčiame citavimo indeksą; vienas straipsnis kitų tarptautinių duomenų bazių leidiniuose bei vienas straipsnis recenzuojamame Lietuvos jaunųjų mokslininkų žurnale. Autoriaus publikacijų sąrašas pateiktas 105 puslapyje.

Disertacijoje atliktų tyrimų rezultatai buvo paskelbti trijose mokslinėse konferencijose:

- Jaunųjų mokslininkų konferencijoje „*Mokslas – Lietuvos ateitis*“ 2017. Pranešimo tema: „Vienajuosčių kabamųjų paremtų arka pėsčiųjų tiltų pusiausvirosios sistemos komponavimas“.
- Jaunųjų mokslininkų konferencijoje „*Mokslas – Lietuvos ateitis*“ 2018. Pranešimo tema: „Technologinių aspektų vertinimas parenkant plieninių kabamųjų vienajuosčių pėsčiųjų tiltų skerspjuvį“.
- 13-oje tarptautinėje konferencijoje „*Modern Building Materials, Structures and Techniques*“ 2019. Pranešimo tema: „Analysis of the innovative two span stress ribbon steel footbridge“ (Inovatyvaus dviejų tarpatramių kabamojo vienajuosčio pėsčiųjų tilto analizė).

Disertacijos struktūra

Disertaciją sudaro įvadas, trys skyriai ir bendrosios išvados. Keturi priedai. Darbo apimtis yra 121 puslapis, neskaitant priedų, tekste panaudotos 106 numeruotos formulės, 72 paveikslai ir 11 lentelių. Rašant disertaciją buvo panaudoti 62 literatūros šaltiniai.

Padėka

Disertacijos autorius nuoširdžiai dėkoja savo mokslinio darbo vadovui prof. dr. Algirdui Juozapaičiui už supratingumą ir įžvalgius patarimus renkantis darbo tikslą bei uždavinius. Taip pat labai dėkoja Metalinių ir kompozitinių konstrukcijų katedros ekspertams dr. Ievai Misiūnaitei ir dr. Donatui Jatuliui už labai vertingas konstruktyviam turiniui pastabas. Ypatingai dėkoja Rektoriui prof. dr. Alfonsui Daniūnui ir Mokslo krypties ekspertui prof. dr. Dariui Bačinskui už itin vertingas įžvalgas bei platų požiūrį į darbo aktualumą.

Tyrimų objekto konstrukcinės sandaros, komponavimo, tyrimų ir skaičiavimo metodų apžvalga

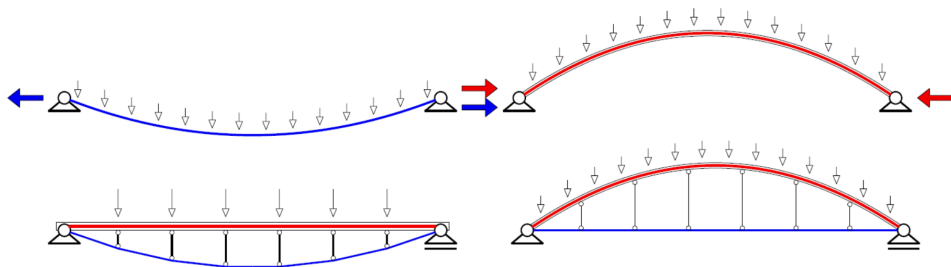
Skyriuje aptariamos vienajuosčių arkinių pėsčiųjų tiltų konstrukcijų skaičiavimo, komponavimo metodai ir atlikti tyrimai. Aptariama kombinuotų konstrukcijų klasifikacija, apžvelgiami laikančiųjų konstrukcijų skaičiavimo metodai. Skyriaus tema paskelbta viena publikacija (Kleinas V. 2017).

1.1. Kombinuotieji kabamieji-arkiniai tiltai

Kombinuotųjų vienajuosčių arkinių tiltų pagrindiniai laikantieji elementai natūralių gamtos formų, darniai įsiliejančios į aplinką. Taip pat šios konstrukcijos draugiškos aplinkai statybos technologijos požiūriu. Įgyvendintų kombinuotųjų kabamųjų – arkinių pėsčiųjų tiltų nėra daug. Konstrukcijas galima pamatyti Vokietijoje (2000 m.), Japonijoje (2002), Čekijoje (2007 m.), JAV (2012, 2014).

Profesorius Jiri Strasky vienas pirmųjų skaitiniais ir eksperimentiniais metodais ištyrė ir knygoje (2005, 2011) aprašė bendrąją konstrukcijos komponavimo principą, nustatė tilto modelio laikomąją galią, įgyvendino pavyzdžių praktikoje. Natūralių formų kabamųjų ir arkinių tiltų grožį paryškina ekonomiškumas

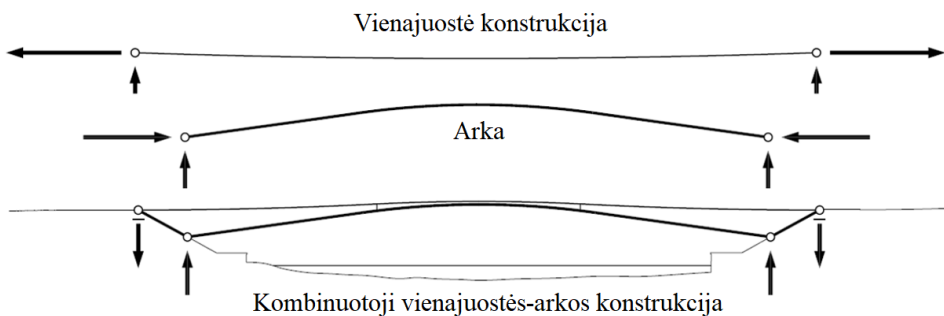
(Strasky J. 2005). 1.1 paveiksle matyti, kaip kabamosios ir arkinės konstrukcijos elementai puikiai dera tarpusavyje. Sujungti skirtingos elgsenos elementai šalina vienas kito trūkumus – dideles horizontalias atramines reakcijas (Strasky J. 2005).



1.1 pav. Kabamojo ir arkinio elementų kombinavimas

Fig. 1.1. Combination of suspension element and arch

Didelės horizontalios kabamųjų konstrukcijų atraminės reakcijos yra didžiausias pastarųjų trūkumas. Dėl šios priežasties medžiagų sąnaudų požiūriu itin racionalios kabamosios vienajuostės konstrukcijos yra sunkiai pritaikomos įprastose geologinėse sąlygose (Strasky J. 2005, 2011, Schlaich M. et al. 2005, Juozapaitis A. et al. 2006, 2007, Schlaich M. et al. 2011, Sandovič G. et al. 2011, 2012, 2017).

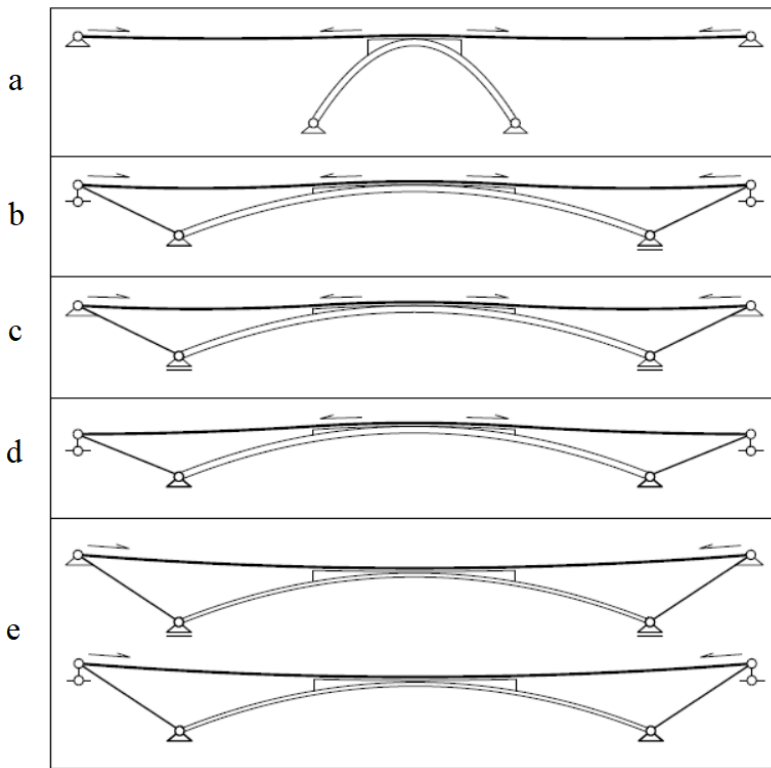


1.2 pav. Tiriamos konstrukcijos konceptuali schema

Fig. 1.2. Conceptual scheme of the investigated structure

XXI a. pradžioje pradėta tirti sprendimą sumažinantį kabamosios konstrukcijos poveikį į pamatus. Kabamosios vienajuostės konstrukcijos pradėtos kombinuoti su arkomis. Tai efektyvus sprendimas, leidžiantis ženkliai sumažinti horizontalias laikančiųjų elementų reakcijas. Apjungus du skirtingos elgsenos elementus pagrindiniai horizontalūs poveikiai į pamatus pakeičiami vertikaliais –

tai ženkliai padidina konstrukcijos pritaikomumą skirtingose geologinėse sąlygose (Straskys J. 2005, 2011). Kombinuotos kabamosios-arkinės konstrukcijos i-dėjos konceptuali schema pateikta 1.2 paveiksle. Tiltų konstrukcija yra jungtis turinti unikalias gamtos sąlygas kiekvienos situacijos atveju. Kabamųjų viena-juosčių arkinių tiltų konstrukcijų pavyzdžiai pateikti 1.3 paveiksle.



1.3 pav. Pagrindinės kabamųjų paremtų arka tiltų konstrukcijų schemas:

a) atskirų pamatų konstrukcija; b) paslankių atramų konstrukcija, kuri veikiant apkrovoms į pamatus perduoda tik vertikalius poveikius (įgyvendinama tik subalansavus atra-mines reakcijas); c) kai nepaslankiai įtvirtintos kabamosios dalies atramos; d) kai nepaslankiai įtvirtintos arkos atramos; e) kai kabamoji tilto dalis prilaikoma arkos

Fig. 1.3. Structural arrangement of stressed ribbon-arc bridges:

a) the construction of individual foundations; b) design of movable supports which transmit only vertical effects to the foundation under load (implemented only after balancing the support reactions); c) when the supports of the suspension part are fixed; d) when the arch supports are fixed; e) when the suspension part of the bridge is supported by an arch

Kombinuotieji KPA tiltai bendrąja prasme klasifikuojami į du tipus – atskirų (1.3 pav. a) ir apjungtų (1.3 pav. b, c, d, e) pamatų. Kabamoji tilto dalis gali būti atremta (1.3 pav. a, b, c, d) arba prilaikoma arkos (1.3 pav. e).

Variantuose c) ir d) arkos ir kabamosios dalies įtvirtinimą galima sukeisti vietomis, atsižvelgiant į geologinę situaciją.

Kombinuotieji KPA tiltai pagal išilginį nuolydį (i , %) gali būti klasifikuojami į:

- Keturių šlaitų (1.3 pav. a, b, c);
- Dviejų šlaitų (1.3 pav. d, e).

Atskirų pamatų konstrukcijos gali būti pritaikytos slėniuose, tarpekliuose, giliose upių vagose arba iškasose, kada sujungti arkinės ir kabamosios dalies pamatus nėra racionalu (1.3 pav. a). Kombinuotieji kabamieji – arkiniai tiltai, turintys atskirus pamatus yra racionalūs medžiagų sąnaudų požiūriu tiek, kiek yra palankios geologinės sąlygos, nes didelės horizontalios laikančiųjų elementų atraminės reakcijos reikalauja tvirtų, dažnai labai masyvių pamatų.

Kai kuriose situacijose dėl apribojimų išilginiam nuolydžiui kabamasis elementas privalo turėti labai mažą įsvyrį. Tokiais atvejais veikiančios horizontalios jėgos yra labai didelės. Šiems poveikiams suvaldyti kombinuotojo tilto arka turi būti ypatingai žema. Jei vietovės topografija reikalauja aukštesnės arkos, galima komponuoti dalinai subalansuotas konstrukcijas, kurios į pamatus perduoda kabamojo ir arkos elementų horizontalių atraminių reakcijų skirtumą (Strasky J. 2011).

1.2. Subalansuotos konstrukcijos komponavimas

Subalansuota kombinuotojo tilto konstrukcija yra konstrukcija, kuri į pamatus perduoda pagrindinius vertikalius atraminių reakcijų poveikius. Šiuo atveju konstrukcija yra racionali atraminių reakcijų požiūriu, siekiant ekonomišką (Strasky J. 2005) konstrukcinį sprendinį pritaikyti įprastose geologinėse situacijose.

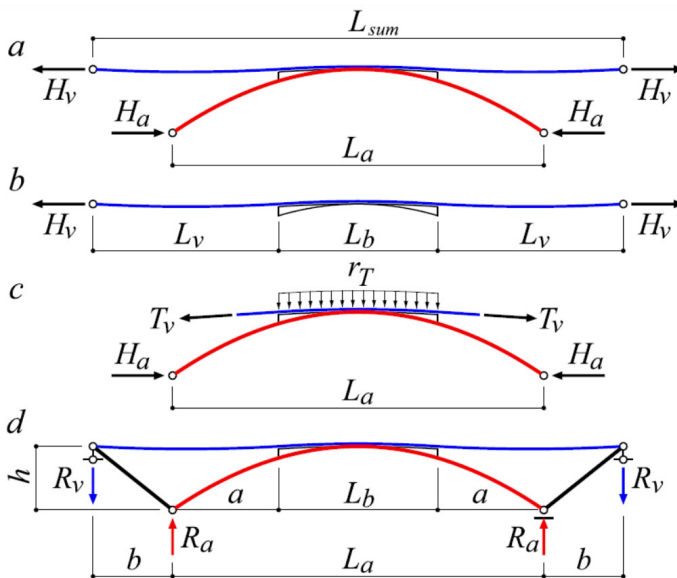
Bendruoju atveju kombinuotojo tilto horizontalius poveikius tenkančius nepaslankiems pamatams (1.3 pav. c, d, e; 1.4 pav.) apskaičiuojami taip (Strasky J. 2011):

$$\Delta H = H_v - H_a. \quad (1.1)$$

Profesorius J. Strasky aprašė neskėtrios (subalansuotos) KPA konstrukcijos komponavimo idėją, kurį atspindi 1.4 pav. pateikta schema. Remiantis šia schema galima subalansuoti kabamosios ir arkinės tilto dalių horizontalias atramines reakcijas, sukuriant pusiausvyrą jose. Arka naudojama kaip balnas, nuo kurio kraštų kabamasis elementas gali pakilti arba į kurį gali atsiremti veikiant kintamiesiems poveikiams ir temperatūrai (Strasky J. 2011).

Konstrukcijos komponavimas vyksta taikant nuolatinės apkrovas. Komponavimo pradžioje kabamąjį elementą galima nagrinėti, kaip dviejų tarpatramių, viduryje ant nejudraus balno paremtą kabamąją konstrukciją (1.4 pav. b). Arka skaičiuojama atskirai, ją apkraunant savuoju, kabamosios tilto dalies svoriu bei papildoma tempiamų elementų ašinių jėgų apkrova, kuri pasiskirsto slėgiu į arkinį balną (1.4 pav. c). Po laikančiųjų elementų įtempimo kabamasis ir arkos elementai tampa viena konstrukcija (Strasky J. 2011).

Konstrukcijos elementų parametrai bei ašinės jėgos arkoje ir kabamajame elemente gali būti parinkti tokie, kad horizontalios šių konstrukcijų reakcijos būtų vienodos ($H_v = H_a$). Tik tada galima apjungus kabamojo elemento ir arkos atramas į pamatus perduoti tik vertikalias atramines reakcijas (1.4 pav. d). Šiuo atveju momentui $H_v \cdot h$ priešinasi momentas $R_a \cdot b$. Tokiu būdu sukurama subalansuota konstrukcija, kuri į pamatus perduoda tik vertikalias apkrovas (Strasky J. 2011). Skirtingos jungtys ir konstravimas leidžia šio tipo tiltams naudoti įvairias medžiagas ir skerspjūvius (Strasky J. 2005, 2011).



1.4 pav. Subalansuotos konstrukcijos komponavimo principai (Strasky J. 2005)

Fig. 1.4. Structural arrangement of balanced structure (Strasky J. 2005)

1.4 paveiksle pateikti parametrai:

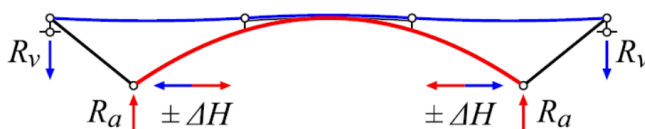
L_{sum} – tilto ilgis;

L_b – arkinio balno ilgis;

H_v – kabamojo elemento horizontali reakcija;

- H_a – arkos horizontali reakcija;
 T_v – ašinė kabamojo elemento jėga;
 a, b, h – tilto geometrijos parametrai.

Komponuojant kombinuotojo KPA tilto geometrinius parametrus, kabamosios tilto dalies skaičiuojamąją schemą galima supaprastinti (1.5 pav.). Atvejais, kai kabamajai daliai naudojamas vientisas laikantysis elementas – privaloma vertinti lenkiamuosius įtempius atramų balnų zonose.



1.5 pav. Supaprastinta skaičiuojamoji schema

Fig. 1.5. Simplified calculation scheme

Profesorius J. Strasky knygoje aprašė pagrindinę subalansuotos konstrukcijos idėją, kuri apibūdina konstrukcijos komponavimo principą ($\Delta H = H_v - H_a$). Racionalios atraminių reakcijų požiūriu (subalansuotos) konstrukcijos komponavimo metodikos šaltinių apžvalgos metu neaptikta.

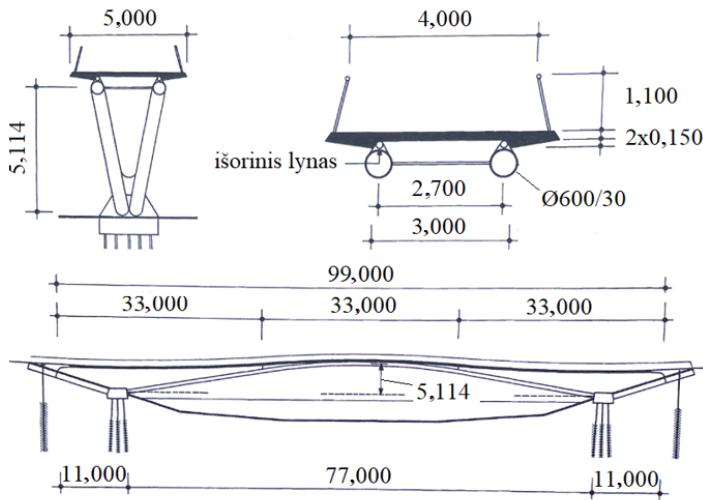
Kombinuotojo tilto konstrukcija yra statiškai neišsprendžiama, tad konstrukcijos laikančiųjų elementų atraminėms reakcijoms didelę įtaką turi elementų standumas. Siekiant skaitiniais metodais sumodeliuoti subalansuotą geometriškai netiesinės elgsenos konstrukciją yra sudėtinga, ypač norint parinkti racionalius medžiagų sąnaudų atžvilgiu laikančiųjų elementų skerspjūvius. Procesas yra labai imlus laikui, ypač kabamosios tilto dalies racionalaus skerspjūvio komponavimo metu.

Subalansuotos kombinuotojo tilto konstrukcijos komponuojamųjų parametru tyrimų neaptikta. Nėra aiški konstrukcinės sistemos elgsena taikant skirtingas nuolatinės tilto apkrovas ir laikančiųjų elementų standumus. Nėra aiški racionali kombinuotojo tilto arkos apybrėžos forma, temperatūros poveikis tiltui.

1.3. Eksperimentiniai tyrimai

Siekiant įrodyti, jog kabamoji-arkinė konstrukcija praplečia kabamųjų vienajuosčių konstrukcijų taikymo ribas buvo atliktas konstrukcijos modelio eksperimentas. Knygoje profesorius J. Strasky aprašė 99 m ilgio kombinuoto tilto (arkos tarpamais $L = 77$ m, pakyla $f = L_a/15$) konstrukciją (1.6 pav.). Skyriuje pateikta tik bendroji eksperimentų informacija, detalūs aprašymai ir rezultatai pateikti

Strasky J. 2011. Tirtas 10 kartų sumažinto tilto konstrukcijos modelis, kurio sandara pateikta 1.7 paveiksle. Tiltro modelio kintamo pločio arka pagaminta iš 30 mm skersmens plieninių vamzdžių. Kabamoji dalis modelyje sukonstruota iš lynais apgniuždyto surenkamo 18 mm storio betoninių elementų. Pakloto segmentai gaminti iš mikro-betono, kurio charakteristinis stipris 50 MPa.



1.6 pav. Tiltro konstrukcija (Strasky J. 2005, 2011)

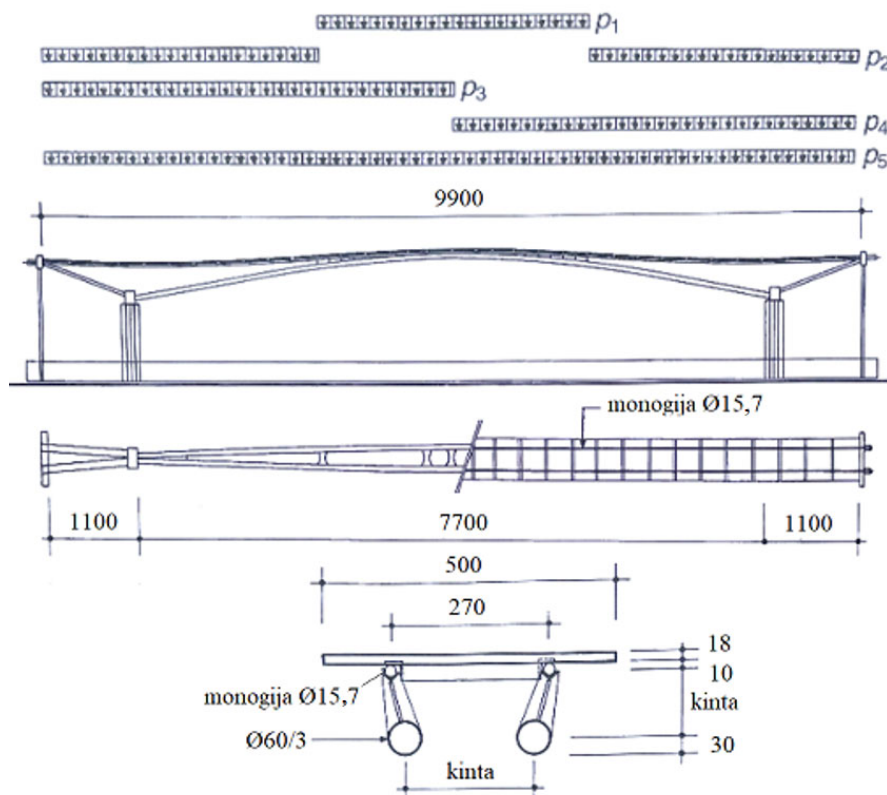
Fig. 1.6. Bridge construction (Strasky J. 2005, 2011)

Modelio stabilumas buvo tirtas ir skaitiniais metodais, taikant geometriškai netiesinę analizę, kurios metu konstrukcijos apkrova buvo palaipsniui didinama. Stabilumo praradimu buvo laikoma kai pasiekiamas taškas, kada analitiniai sprendimai nebekonverguoja. Analizė atlikta taikant ir netaikant gamybos nuokrypius. Didžiausias sutapimas tarp skaitinių ir eksperimentinio modelio rezultatų buvo pasiektas konstrukcijai su didžiausiais 10 mm nuokrypiais. Ši reikšmė yra labai artima gamybos nuokrypių tolerancijai (Strasky J. 2011).

Nustatant savuosius svyravimus tiltro modelis buvo žadinamas trigeriu patalpintu bazinės sijos centre. Sijos vibracija buvo perduodama tiltro konstrukcijai per pamatus. Konstrukcijos svyravimų atsakas buvo matuotas 26 taškuose, tolygiai išdėstytuose paklote ir arkoje.

Eksperimentinių (1.8 pav.) tyrimų metu nustatyta modelio laikomoji galia. Arkos apkrova pasiekė 1.87 karto didesnę reikšmę nei apskaičiuota laikomoji galia ($Q_u = 1,3G + 2,2P$; G ir P nuolatiniai ir kintamieji poveikiai). Eksperimento

metu veikiant ribinei apkrovai apgniuždyta betono juosta kabamojoje konstrukcijoje buvo pažeista plyšių tik lokaliuose vietose. Plyšiai užsivėrė nuėmus apkrovą. Įrodyta, jog tilto konstrukcija yra labai standi jėgos perdavimo plokštumoje.



1.7 pav. Tilto modelio parametrai (Strasky J. 2005, 2011)

Fig. 1.7. Bridge model's parameters (Strasky J. 2005, 2011)

Tirta kombinuoto tilto konstrukcija yra labai atspari vėjo poveikiams. Baidymo metu (1.9 pav.) nustatytas kritinis vėjo greitis tirtai tilto konstrukcijai siekė 90,03 m/s (Strasky J. 2011). Kombinuotojo tilto konstrukcija yra atspari žadinantiems vėjo poveikiams ir kitoms vibracijoms (Pirner M. et al. 1998). Tirta kombinuota KPA konstrukcija yra labai standi jėgos perdavimo plokštumoje. Konstrukcija atlaikė 1,87 karto didesnę apkrovą nei apskaičiuota laikomoji galia.

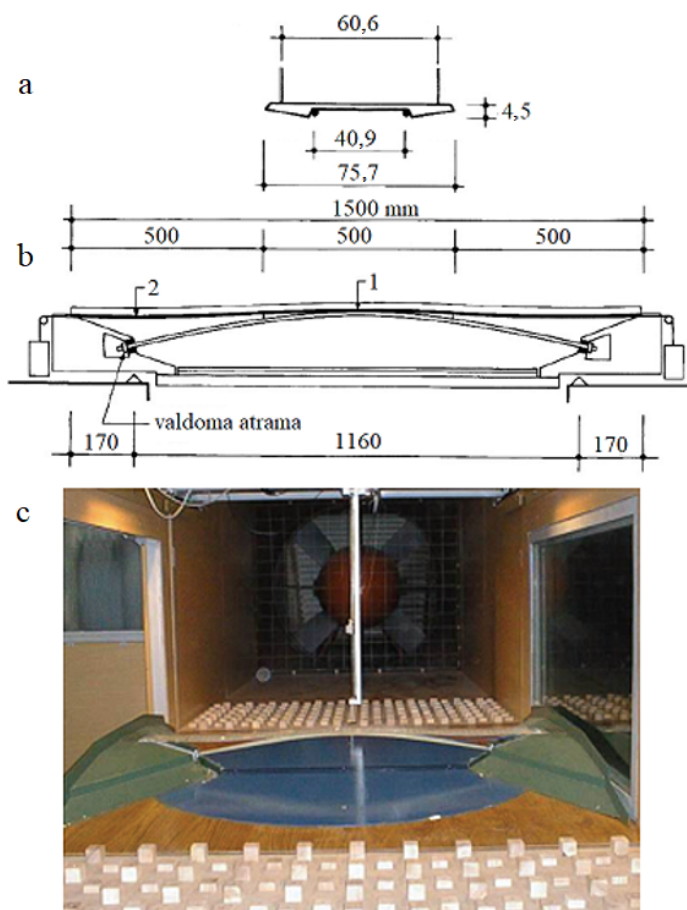
Eksperimento aprašymuose nėra apibūdinta tilto modelio arkos apybrėžos forma.

Eksperimentiniai tilto modelio tyrimai parodė, jog bendrąją prasmę, patikimai atramose įtvirtinta konstrukcija geba atlaikyti didelius vertikalųjų statinių ir horizontaliųjų dinaminių apkrovų poveikius, todėl gali būti taikoma įvairiose projektinėse situacijose. Tačiau nėra aiški tilto laikomosios galios priklausomybė kintant tilto komponuojamiesiems parametrams (pvz. arkos balno ilgiui), kokią įtaką arkos įrašų pasiskirstymui turi elemento forma (apybrėža). Remiantis eksperimentu nėra aišku kokia horizontaliųjų reakcijų dalis yra eliminuojama apjungus konkrečius laikančiuosius elementus. Nėra aišku ar tirtas modelis yra subalansuota konstrukcija, kai horizontalios laikančiųjų elementų reakcijos yra vienodos.



1.8 pav. Statinis modelis, ribinė apkrova (Strasky J. 2008)

Fig. 1.8. Static model, ultimate load (Strasky J. 2008)



1.9 pav. Aerodinaminis konstrukcijos modelis: a) skerspjūvis; b) fasadas;
c) bandymas vėjo tunelyje (Strasky J. 2005, 2011)

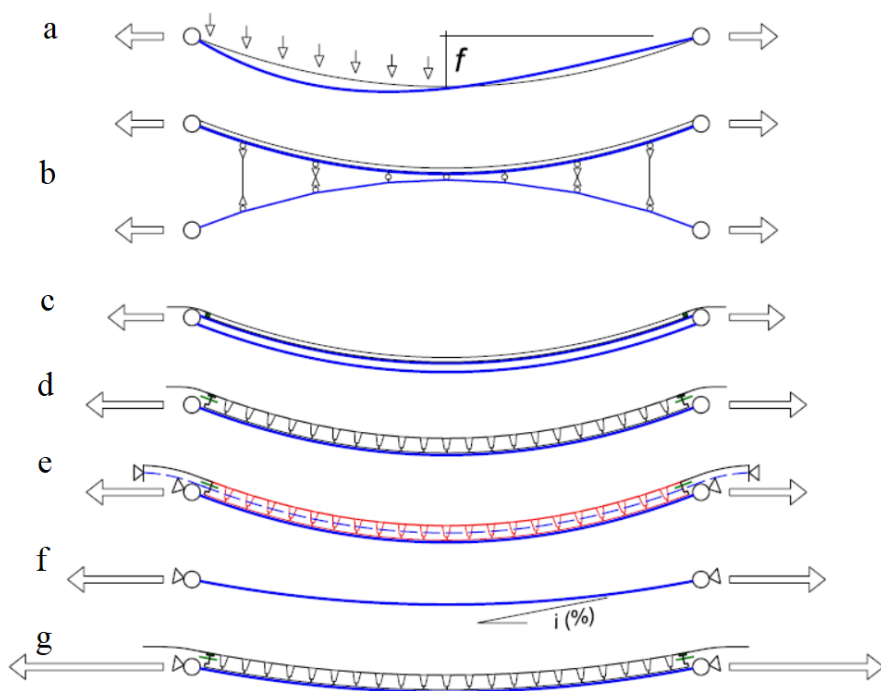
Fig. 1.9. Aerodynamic model of the structure: a) cross-section, b) elevation,
c) wind tunnel test (Strasky J. 2005, 2011)

Vienajuosčių arkinių pėsčiųjų tiltų konstrukcijos yra naujos praktiniame taikyme. Šių konstrukcijos pasižymi didele laikomąja galia ir atsparumu vėjo poveikiams. Nedidelis laikančiųjų elementų kiekis apibūdina konstrukcijos praktiškumą. Konstrukcijos neturi deformacinių pjūvių ir atraminių guolių, o dvišlaičio nuolydžio kombinuotojo tilto versijos leidžia įrengti išorines lietaus vandens surinkimo ir nuvedimo sistemas taikant latakus – šie veiksniai sumažina tilto konstrukcijų priežiūrą eksploatacijos metu ir didina pastarųjų ilgaamžiškumą. Kombinuotoji vienajuosčio arkinio tilto konstrukcija atveria galimybes didelio stiprio

plienų ir kompozitinių medžiagų taikymui, o subalansuota konstrukcijos versija gali būti taikoma įprastose geologinėse situacijose – tai atveria galimybes platesniam konstrukcijos taikymui.

1.4. Kabamųjų tilto konstrukcijų elgsenos ir skaičiavimų metodų apžvalga

Kabamieji vienajuosčiai tiltai yra grakščios bei vienos iš efektyviausių šiuolaikinių lengvų pėsčiųjų tiltų konstrukcijų (Strasky J. 2005, 2011, Schlaich M. et al. 2005, Agrawal R. 2009, Schlaich M. et al. 2011). Konstrukcijų statybos technologija yra labai draugiška aplinkai esant palankioms geologinėms sąlygoms (Strasky J. 2005, Schlaich M. et al. 2005, Juozapaitis A. et al. 2005). Dėl jų racionalumo, greitos statybos, išvaizdos ir nedidelių priežiūros sąnaudų kabamieji vienajuosčiai tiltai nusipelno daug platesnio taikymo praktikoje (Radnič J. 2015, Han K. J. et al. 2016).



1.10 pav. Kabamųjų vienajuosčių tiltų konstrukcijų schemas
Fig. 1.10. Structural schemes of stressed ribbon bridge

1.10 paveiksle pavaizduotos lanksčios kabamosios konstrukcijos (a) įlinkius mažinti galima:

- b – taikant stabilizuojančias erdvines struktūras;
- c – didinant lenkiamąjį laikančiojo elemento standumą;
- d – didinant nuolatinę apkrovą;
- e – didinant lenkiamąjį standumą apgniuždant pakloto elementus;
- f – įtempiant laikantįjį elementą;
- g – didinant įtempio elemento nuolatinę apkrovą.

Kai leidžia vietovės topografija vienas iš efektyvių kabamosios konstrukcijos įlinkių mažinimo būdų yra įvairios įtempiamos erdvinės struktūros (Strasky J. 2011, Schlaich M. et al. 2005, Lewis W. J. 2003, Juozapaitis A. et al. 2015) (1.10 pav. b).

Konstrukcijos įlinkius efektyviai galima sumažinti didinant lenkiamąjį plieninės konstrukcijos standumą (Juozapaitis A. et al. 2005, 2006, 2007, Sandovič G. et al. 2011, 2012, Kvedaras A. K. et al. 2016, Yoshimura T. et al. 2016), taikant medinių konstrukcijų sprendinius (Culling D. 2009) (1.10 pav. c).

Didinant pakloto nuolatinę apkrovą galima efektyviai sumažinti konstrukcijos įlinkius veikiant kintamai apkrovai (1.10 pav. d). Lengvo gelžbetoninio pakloto sprendinius galima pritaikyti grakščioms, neintensyvaus apkrovimo pėsčiųjų tiltų konstrukcijoms. Laikantiesiems elementams dažniausiai taikomi lynai ir plieniniai lakštai (Schlaich M. et al. 2005, 2012, Strasky J. 2011, Goldack A. et al. 2016, Sandovič G. et al. 2017).

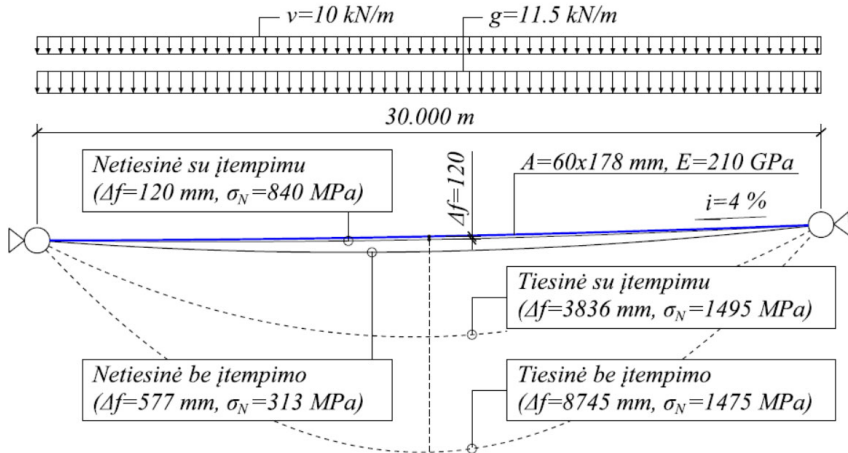
Didelį standumą kabamajam elementui galima suteikti apgniuždant surenkamus gelžbetoninio pakloto gaminius (1.10 pav. e). Standus gelžbetoninio pakloto įtvirtinimas atramų zonose sukelia lenkiamuosius efektus gelžbetoniniuose elementuose, kuriuos privaloma vertinti parenkant skirtingas atrėmimo ir įtempimo technologijas (Strasky J. 2011). Nauji skaičiavimo metodai kuriami siekiant tiksliai įvertinti standaus apgniuždyto gelžbetoninio pakloto medžiagų ir geometriškai netiesinės elemento elgsenos efektus (Radnič J. 2015, Ki-Jang Han et al. 2016, Tong Z. et al. 2018, Jakubovskis R. et al. 2018).

Mažo įsvyrio kabamosiose konstrukcijose tempimo įtempiai standina konstrukcijas sumažindami poslinkius (1.10 pav. f, g). Šis fenomenas dažnai naudojamas daugelyje konstrukcijų (Strasky J. 2011). Laikančiųjų elementų įtempimas yra efektyvi priemonė mažinti kintamųjų apkrovų įtakai (Schlaich M. et al. 2005, Lewis W. J. 2003). Išilginio nuolydžio apribojimai labai sumažina vienajausčių konstrukcijų taikymo galimybes daugeliu atvejų (Yoshimura T. et al. 2016). Šio tipo konstrukcijos reikalauja labai masyvių pamatų arba išskirtinai palankių geologinių sąlygų.

Kabamosios konstrukcijos elgsena yra geometriškai netiesinė. Didelę įtaką turi įsvyris, skerspjūvio standumas ir nuolatinė apkrova (Strasky J. 2005, 2011,

Schlaich M. et al. 2005, Juozapaitis A. et al. 2005, 2006, 2007, Goldack A. et al. 2016).

Geometriškai netiesinė kabamojo elemento elgsena ir įtempiamų laikančiųjų elementų efektyvumas pavaizduotas 1.11 pav.. Laikančiojo elemento įtempimui dažniausiai taikomos pradinio elemento ilgio parinkimo arba lynų įtempimo technologijos.



1.11 pav. Įtemptojo elemento elgsena
Fig. 1.11. The behaviour of the stressed element

Įtemptos konstrukcijos yra ženkliai standesnės, tačiau jose vyrauja dideli įtempiai, todėl šioms konstrukcijoms dažniausiai taikomos stiprios medžiagos. Kabamosios konstrukcijos taikant tiesinę analizę neskaičiuojamos.

Δf – įlinkis veikiant kintamai (v) ir nuolatinei (g) apkrovoms;

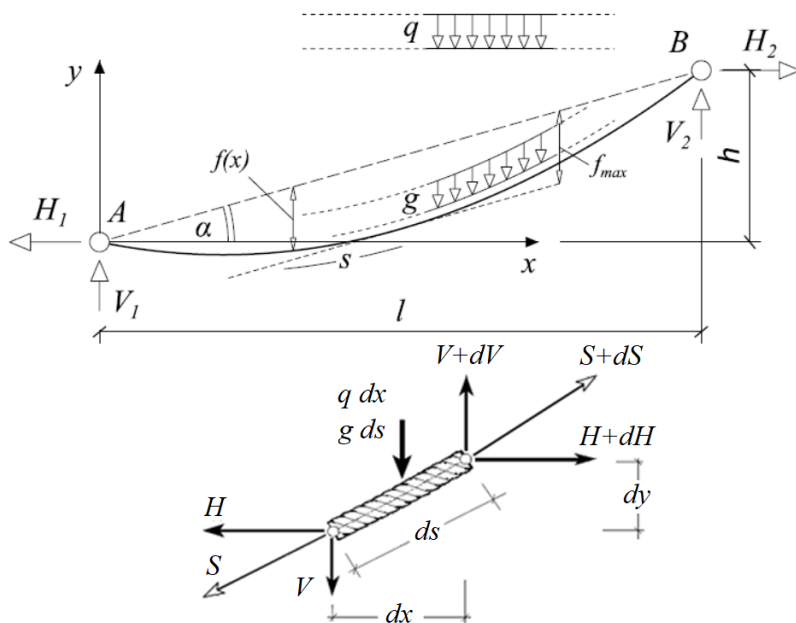
σ_N – normaliniai ašiniai skerspjūvio įtempiai.

Vystantis technologijoms atsiranda galimybių naujų kompozitinių medžiagų panaudojimui laikantiesiems tiltų elementams (Segal E. M. et al. 2015, Quaranta G. et al. 2019, Liu Z. Q. et al. 2021, Yue Liu et al. 2016, Aranoutov A. K. et al. 2016, Vanagas E. et al. 2017, Gribniak V. et al. 2019, Gribniak V. 2020). Anglies pluoštu armuotu polimerinių medžiagų panaudojimas galimas įvairiuose laikančiųjų elementų skerspjūviuose (Gholami M. et al. 2013, 2016, Liu Y. et al. 2015, Votsis R. A. et al. 2017, Dong J. et al. 2020, Juozapaitis A. et al. 2021).

Siekiant išvengti nepageidaujamų svyravimų kabamosiose konstrukcijose taikomos virpesių kontrolės technologijos (Bleicher A. et al. 2011, 2012, Wei-Hua Hu et al. 2013, Van Nimmen K. et al. 2014, Fukada S. et al. 2015, Soria J. M. et al. 2016, Xiaohan Liu et al. 2017).

1.4.1. Bendroji lankstaus lyno teorija

Bendroji lyno skaičiuojamoji schema, kai atramos A ir B yra skirtingame aukštyje pateikta 1.12 paveiksle. Lyno forma tarpatramyje kinta ($S = S(x)$), $EA = \infty$, $EI = 0$.



1.12 pav. Bendroji elemento ir jėgų pusiausvyros schema (Schlaich M. et al. 2011)

Fig. 1.12. General scheme of element and force balance (Schlaich M. et al. 2011)

1.12 paveiksle pateikti parametrai:

h – atramų aukščių skirtumas;

l – tarpatramio ilgis;

s – lyno ilgis;

$f(x)$ – funkcija taške x ;

S – ašinė jėga;

H – horizontali reakcija;

V – vertikali reakcija.

Horizontalių jėgų pusiausvyros sąlyga:

$$\sum H : H = \text{const.}$$

Vertikalių jėgų pusiausvyros sąlyga:

$$\sum V: -V - q \cdot dx - g \cdot ds + V = dV = 0.$$

Geometrinis santykis:

$$\tan \alpha = \frac{dy}{dx}. \quad (1.2)$$

Ryšys tarpa vertikalių ir horizontalių jėgų:

$$V = H \cdot \tan \alpha = H \cdot \frac{dy}{dx}. \quad (1.3)$$

Lyno diferencialinės lygtys veikiant q ($g = 0$):

$$\begin{aligned} q &= \frac{dV}{dx} = H \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = H \cdot y''; \\ \iint q \cdot dx^2 &= H \cdot y; \\ \int (q \cdot x + C_1) \cdot dx &= H \cdot y; \\ \frac{1}{2} q \cdot x^2 + C_1 \cdot x + C_2. \end{aligned} \quad (1.4)$$

Lyno diferencialinės lygtys veikiant g ($q = 0$):

$$\begin{aligned} g &= \frac{dV}{ds}; \quad dV = g \cdot ds = g \cdot \sqrt{1 + y'^2} \cdot dx; \\ \frac{dV}{dx} &= g \cdot \sqrt{1 + y'^2} \cdot dx = H \cdot \frac{d^2 y}{dx^2}; \\ \iint g \cdot \sqrt{1 + y'^2} \cdot dx^2 &= H \cdot y. \end{aligned} \quad (1.5)$$

Lyno ašinė jėga:

$$S = \sqrt{H^2 + V^2} = H \cdot \sqrt{1 + \frac{dy^2}{dx^2}}. \quad (1.6)$$

Lyno ilgis:

$$ds = \sqrt{dx^2 + dy^2} = \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \cdot dx = \sqrt{1 + y'^2} \cdot dx;$$

$$s = \int ds = \int \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \cdot dx = \int \sqrt{1 + y'^2} \cdot dx. \quad (1.7)$$

Integravimo konstantos (kai A: $x = 0, y = 0$; B: $x = l, y = h$):

$$C_1 = 0; C_2 = \frac{H \cdot h}{l} - \frac{q \cdot l}{2}. \quad (1.8)$$

Lankstaus lyno ašinę jėgą galima apskaičiuoti taip (Schlaich M. 2011):

$$S = H \cdot \sqrt{1 + \frac{dy^2}{dx^2}} = H \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{q}{H} \cdot x - \frac{ql}{2H} + \frac{h}{l}\right)^2}; \quad (1.9)$$

$$S_{\max(x=0/x=l)} = H \cdot \sqrt{1 + \left(\pm \frac{ql}{2H} + \frac{h}{l}\right)^2} = H \cdot \sqrt{1 + \left(\pm \frac{4f}{l} + \frac{h}{l}\right)^2}.$$

Apytikslis lyno ilgis, kai „Taylor-Reihe“ serija nutraukiama po antros iteracijos ($f/l < 0,2$) (Schlaich M. 2011):

$$s = \int_0^l \left(1 + \frac{1}{2} \cdot y'^2\right) \cdot dx = \int_0^l \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{8f}{l^2} \cdot x - \frac{4f}{l} + \frac{4}{l}\right)^2\right) \cdot dx;$$

$$s = l \cdot \left(1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l^2} + \frac{h^2}{2l^2}\right). \quad (1.10)$$

Žymus Vokietijos lynų gamintojas *Pfeifer* (2010) kartu su *Schlaich Bergerman und Partner* siūlo atramines reakcijas ir lyno ilgį apskaičiuoti pagal žemiau pateiktas formules. Skaičiuojamoji schema pateikta 1.12 paveiksle.

Lyno kreivės funkcija:

$$z(x) = -\tan(\alpha) \cdot x + \left[\frac{4f}{l^2} \cdot (l \cdot x - x^2)\right]. \quad (1.11)$$

Perskaičiuota apkrova:

$$q_d = \frac{q \cdot l_{AB}}{l}.$$

Lyno ilgis:

$$s = l \cdot \left(1 + \frac{8 \cdot \eta^2}{3 \cdot \theta^4}\right) \cdot \theta; \quad \eta = \frac{f}{l}; \quad \theta = \frac{1}{\cos(\alpha)}; \quad \frac{l_{AB}}{10} \leq f \leq \frac{l_{AB}}{20}, \quad (1.12)$$

čia l_{AB} – atstumas tarp atramų A ir B .

Atraminės reakcijos:

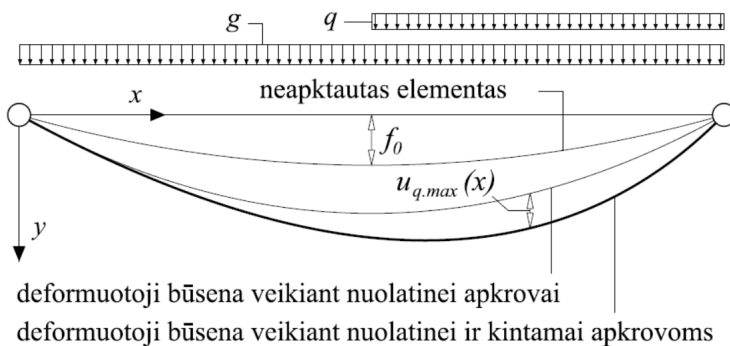
$$H = \frac{q_d \cdot l^2}{8 \cdot f}; \quad V_1 = \frac{q_d \cdot l}{2} - \frac{H \cdot h}{l}; \quad V_2 = \frac{q_d \cdot l}{2} + \frac{H \cdot h}{l}; \quad (1.13)$$

1.4.2. Standžialynių elementų skaičiavimo metodai

Reikalavimai išilginiam nuolydžiui apibrėžia kabamųjų vienajuosčių konstrukcijų taikymą 8–12 % nuolydžio ribose (Schlaich M. et al. 2005, Ki-Jang Han et al. 2016, Xiaohan Liu et al. 2017). Šiais atvejais įsvyrio ir tarpatramio santykis yra 0,02–0,033 ribose. Mažas įsvyris suteikia laikantiesiems elementams dideles ašines jėgas, kurios reikalauja masyvių pamatų (Juozapaitis A. et al. 2021).

Kita kabamųjų vienajuosčių tiltų problema yra dideli įlinkiai veikiant koncentruotoms ir asimetrinėms apkrovoms (Schlaich M. et al. 2005, 2012, Strasky J. 2011, Goldack A. et al. 2016, Sandovič G. et al. 2017, Ki-Jang Han et al. 2016). Konstrukcijos įlinkiai veikiant koncentruotoms arba asimetrinėms apkrovoms gali kelis kartus viršyti nuolatinių apkrovų sukeltus įlinkius (Juozapaitis A. et al. 2005, 2011). Savojo svorio didinimas efektyviai sprendžia kinematinį poslinkių problemą, tačiau šis sprendimas ženkliai padidina ašines jėgas elementuose (Strasky J. 2011). Juozapaitis A. et al. (2006) atskleidė standžialynių laikančiųjų elementų efektyvumą siekiant sumažinti kinematinį konstrukcijos poslinkius.

Juozapaitis A. et al. (2021) pasiūlė kaip galima apskaičiuoti standžialynio neįtempto laikančiojo elemento skerspjūvio parametrus atsižvelgiant į numatomus ribinius poslinkius. Skaičiavimai apima saugos ir tinkamumo ribinius būvius apribojimus. Skaičiavimai gali būti taikomi plieniniams ir armuotų polimerų laikančiųjų elementų profiliams (1.13 pav.).



1.13 pav. Skaičiuojamoji vienajuosčio schema (Juozapaitis A. et al. 2021)

Fig. 1.13. Design scheme for a stress-ribbon bridge (Juozapaitis A. et al. 2021)

1.13 paveiksle pateikti parametrai:

f_0 – neapkrautos formos įsvyris; g ir q – nuolatinė ir kintamoji apkrovos.

Didžiausias įlinkis atsižvelgiant į tinkamumo sąlygą:

$$u_q(x) = \Phi\left(\gamma, x/l, (kl)^{-1}, \Omega[kl, kx]\right) \leq u_{q,lim}; \quad (1.14)$$

$$u_{q,max}(x) \leq u_{q,lim}; k = \sqrt{H/EI},$$

čia: l – tarpatramis; k – liaunis; EI – lenkiamasis standis; $u_{q,lim}$ – numatomas ribinis įlinkis; $\gamma = q/g$ – kintamosios ir nuolatinės apkrovų santykis; $\Omega[kl, kx]$ – hiperbolinė funkcija, atsižvelgianti į parametrus skliaustuose.

Visų pirma, apskaičiuojami laikančiojo standžialinio elemento skerspjuvio parametrai veikiant asimetrinei kintamai apkrovai, paskirstytai vienoje pusėje tarpatramio:

$$I_y \geq \frac{1}{156} \cdot \frac{q \cdot l_q^4}{u_{q,lim} \cdot E}; \quad l_q = l/2. \quad (1.15)$$

Tada apskaičiuojamas racionalus standžialinio elemento skerspjuvio aukštis:

$$h_c = \left(\left(\frac{12 \cdot u_{q,lim}}{5 \cdot l_q^2 \cdot k^2 \cdot \alpha_c^2} \right) + \frac{f_d}{k^2 \cdot E \cdot \alpha_c^2} \right)^{1/2} - \frac{12 \cdot u_{q,lim}}{5 \cdot l_q^2 \cdot k^2 \cdot \alpha_c^2}, \quad (1.16)$$

čia: f_d – skaičiuotinis medžiagos stipris; α_c – skerspjuvio formos koeficientas.

Minimalus standžialinio elemento skerspjuvio plotas:

$$A \geq \frac{H}{f_d} \cdot \left(1 + \frac{24 \cdot u_{q,lim} \cdot E}{5 \cdot \alpha_c^2 \cdot h_c \cdot k^2 \cdot l_q} \right). \quad (1.17)$$

Didėjant lenkiamajam standumui laikančiajame elemente gali susidaryti gniuždymo įtempiai nes atsiranda lenkimo komponentas. Tai gali standžialinių elementų stabilumo problemų taikant armuotų polimerų profilius (Juozapaitis A. et al. 2021).

Kad normaliniai įtempiai skerspjuvyje būtų teigiami (nebūtų gniuždymo $\sigma > 0$), standžialinių elementų skerspjuvio aukštis turi tenkinti sąlygą:

$$h_c \leq \frac{M}{2 \cdot H \cdot \alpha_c^2}, \quad (1.18)$$

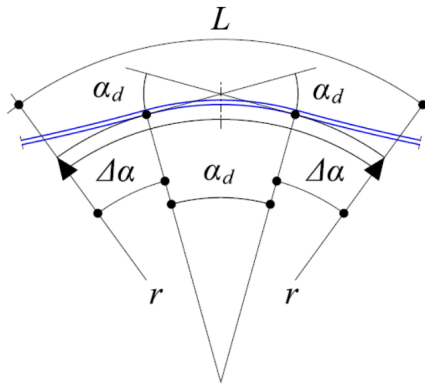
čia M – lenkimo momentas.

Skerspjūvio formos koeficientas skaičiuojamas taip:

$$\alpha_c = \sqrt{I_y / A \cdot h_c^2}. \quad (1.19)$$

1.4.3. Atramos balno spindulio ir ilgio skaičiavimo metodų apžvalga

Schlaich M. et al. (2005) knygoje „Guidelines for the design of footbridges“ kabamojo elemento atramos balno parametrus siūlo komponuoti pagal sekančias išraiškas (1.14 pav.).



1.14 pav. Balno ilgis ir kampo pokytis vienajuosčio atramoje (Schlaich M. 2005)

Fig. 1.14. Saddle length and change in angle at a stress-ribbon pier (Schlaich M. 2005)

Apskaičiuojami ašinių jėgų sukelti įtempiai laikančio elemento skerspjūvyje:

$$\sigma_n = \frac{H}{A} = \frac{H}{b \cdot d} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f \cdot b \cdot d}, \quad (1.20)$$

čia: H – horizontali reakcija (1.13 formulė); A – skerspjūvio plotas; l – tarpatramis; b – juostos plotis; d – juostos storis; f – elemento įsvyris veikiant pilnai apkrovai; q – tolygiai paskirstyta vertikali apkrova.

Juostos arba sijos išlinkis gali būti išreikštas taip:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E \cdot I}; \quad M = \frac{E \cdot I}{r}, \quad (1.21)$$

čia: r – išlinkio spindulys; E – medžiagos tamprumo modulis; I – skerspjūvio inercijos momentas.

Lenkimo įtempiai gali būti apskaičiuojami taip:

$$\sigma_m = \frac{M}{W} = M \cdot \frac{d/2}{I} = \frac{E \cdot I}{r} \cdot \frac{d/2}{I} = \frac{E \cdot d}{2 \cdot r}. \quad (1.22)$$

Atsižvelgiant į didžiausius skaičiuotinius laikančiojo elemento įtempius f_{yd} balno spindulys gali būti apskaičiuojamas taip:

$$r = E \cdot d \cdot \left(\frac{1}{f_{yd}} - \frac{4 \cdot f \cdot b \cdot d}{q \cdot l} \right). \quad (1.22a)$$

Balno ilgis gali būti apskaičiuojamas pagal formulę:

$$L = 2\pi \cdot r \cdot \alpha / 360; \quad \alpha = \alpha_d + 2\Delta\alpha, \quad (1.23)$$

čia: α_d – kampas veikiant nuolatinei apkrovai; $\Delta\alpha$ – kampo pokytis vertinant įlinkius veikiant kintamai apkrovai ir statybos nuokrypius (1.14 pav.).

Lenkiamųjų įtempių pasiskirstymas, elementų perduodamas slėgis į balną ir įtempių pokyčiai satsiskyrimo taške veikiant kintamosioms apkrovoms yra būtini parametrizuojant kabamųjų vienajuosčių laikančiuosius skerspjūvius (Goldack A. et al. 2016). Autoriai pasiūlė kontaktinės balno dalies parametų apskaičiavimo metodiką, kuri aprašyta pateiktose formulėse.

Minimalus atramos balno spindulys:

$$R_{\min} = \frac{2l \cdot \lambda^2 \cdot \cosh(l \cdot \lambda) - 2l \cdot \lambda \cdot \sinh(l \cdot \lambda)}{2\alpha \cdot l \cdot (1 - \cosh(l \cdot \lambda)) + \alpha \cdot l^2 \cdot \lambda \cdot \sinh(l \cdot \lambda)}; \quad (1.24)$$

$$\lambda = \sqrt{H / EI};$$

$$\alpha = \frac{q}{EI} + \frac{H}{EI} \cdot y'' = \frac{q}{EI} + \frac{H}{EI \cdot R},$$

čia q – tolygiai paskirstyta apkrova.

Parametre α vertinamas vienajuosčio išlinkis tarpatramyje. Tiesios juostos kreivis virš balno $1/R = 0$.

Tiesus laikantysis elementas atsiremdamas ant balno jį apgaubia. Apytikslis atsirėmimo ilgis iki atsiskyrimo taško nuo atramos ašies iki α_d taško (1.14 pav.) gali būti apskaičiuojamas taip:

$$x_0 = \frac{(2\lambda + \alpha l^2 \lambda R_0) \sinh(l\lambda) - (2\lambda^2 + 2\alpha l R_0) \cosh(l\lambda) + 2\alpha l R_0}{2l\lambda^3 \cdot \sinh(l \cdot \lambda)}, \quad (1.25)$$

čia R_0 – balno spindulys.

Tikrasis atstumas iki atsiskyrimo taško apskaičiuojamas taip:

$$x_{0.real} = 0,654h + 1,945 \text{ mm} + x_p; \quad (1.26)$$

$$x_p = x_0, \text{ kai } R_0 \geq 7 \text{ m ir } h < 50 \text{ mm},$$

čia h – lakšto storis.

Atlikus kabamojo elemento atramos balno skaičiavimų apžvalgą pastebėta, jog autoriai atramos balno geometrijos skaičiavimuose apima tolygiai paskirstytos apkrovos poveikį, neišskaidant kokią bendros apkrovos dalį sudaro kintamoji apkrova. Siekiant sukomponuoti tikslus kombinuotojo tilto arkos balno parametrus labai svarbu žinoti kabamojo elemento padėtį skirtinguose darbo stadijose.

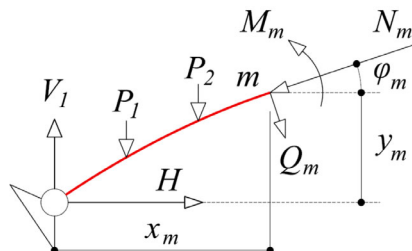
1.5. Tilto arkos skaičiavimų metodų apžvalga

Kombinuotojo tilto modelio bandymo metu nustatyta, kad konstrukcija prarado pastovumą pritaikius 1,87 karto didesnę apkrovą nei numatyta skaičiavimuose (Straskys J. 2005). Detalesnių kombinuotojo tilto arkų stabilumo tyrimų neaptikta.

Praktikoje vis dažniau plieniniai skerspjūviai užpildomi betonu siekiant padidinti laikomąją galią, apsaugoti skerspjūvių vidų nuo korozijos. Betonu užpildytų plieninių apvalių skerspjūvių naudojimas yra plačiai paplitęs nes gniuždymo jėgos užtikrina geras skerspjūvio darbo sąlygas. Plieninis skerspjūvis apjuosia betoną, o tai ženkliai padidina skerspjūvio laikomąją galią, padeda išvengti plieninės dalies vietinio klumpimo. Kokybiškai įrengto betono branduolys gali užtikrinti reikiamą standumą ir laikomąją galią, o kartu ir sumažinti plieno sąnaudas taikant didelio stiprio betono mišinius (Pi Y. 2012).

Taikant netiesinę analizę galima tiksliau prognozuoti arkų stabilumą nei taikant tradicinę tampraus klumpimo teoriją, kurioje nėra atsižvelgiama į padidintų deformacijų efektą (Hu C. 2018).

Įrašas dvilankstėse arkoje galima nustatyti taikant statybinės mechanikos pjūvio metodą, pritaikius sijos analogiją (1.15 pav.).



1.15 pav. Arkos įrašų nustatymo schema
Fig. 1.15. Determination scheme of arch forces

Remiantis 1.15 paveikslo schema, nedeformuotos arkos įrašas galima apskaičiuoti pagal formules:

$$\begin{aligned}M_m &= M_{m.0} - H \cdot y_m; \\Q_m &= Q_{m.0} \cdot \cos \varphi_m - H \cdot \sin \varphi_m; \\N_m &= Q_{m.0} \cdot \sin \varphi_m + H \cdot \cos \varphi_m.\end{aligned}\tag{1.27}$$

$M_{m.0}$, $Q_{m.0}$, $N_{m.0}$ – lenkimo momentas, skersinė ir ašinė jėgos analogišką arkai svorį turinčioje sijoje, kai arkos ir sijos tarpatričiai yra vienodi.

Horizontalią nedeformuotos arkos reakciją galima apskaičiuoti taip:

$$H = M_{m.0} / f,\tag{1.28}$$

čia f – arkos pakyla.

Plačiaja prasme arkų pastovumas gali būti klasifikuojamas atsižvelgiant į jų apkrovimą ir klupumo plokštumoje formą (Ziemian R. D. 2010):

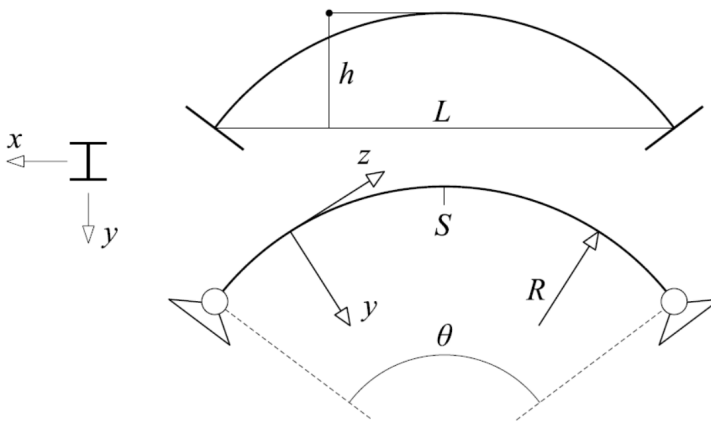
- Liaunos arkos, paprastai iš valcuotų arba virintų profilių, pagrinde veikiamos ašinės jėgos (analogiškai centriškai apkrautoms kolonomis);
- Liaunos arkos, kuriose vyrauja dideli lenkimo momentai ir įlinkiai pagrinde nuo asimetrinio apkrovimo (ekscentriškai gniuždomi elementai);
- Stambios arkos, dažniausiai santvarinės, naudojamos dideliems lenkiamiesiems poveikiams perimti. Šių elementų ribinis būvis dažniausiai būna pasiektas sienelės arba lentynos irtimi nuo ašinių ir lenkiamųjų poveikių (taip pat kaip ašinių jėgų ir lenkimo momentų veikiamų santvaros elementų);
- Kai arkinius elementus varžo standumo sijos.

1.5.1. Apskritiminių arkų stabilumas plokštumoje

Knygoje Ziemian R. D. (2010) aprašo Pi ir Trahair (1999) bei Pi ir Bradford (2004) atliktų dvilanksčių ir standžiai įtvirtintų arkų stabilumo tyrimus netamprioje stadijoje. Tyrimai vertina I-formos skerspjuvio arkų geometrinius netobulumų ir liekamųjų įtempių įtaką apskritiminių arkų stabilumui. Atlikti tyrimai vertina tolygų arkų gniuždymą, simetrines ir asimetrines tolygiai paskirstytas ir koncentruotas apkrovas bei tolygų arkos lenkimą. Atlikti tyrimai apima 10° – 180° arkų geometrinių kampų diapazoną. Tyrimų metu arkos liaunis apibrėžtas kaip $\lambda_s = S^2 / (4 \cdot r_x \cdot R)$, kur S ir R – arkos geometrinis ilgis ir spindulys, r_x – arkos inercijos spindulys (1.16 pav.). Autoriai pasiūlė sąveikos lygtį nustatančią apskritiminių arkų stabilumo plokštumoje apatinę ribą (Ziemian R. D. 2010):

$$\frac{N^*}{\alpha_{anx} \cdot N_{acx}} + \frac{M^*}{\alpha_{amx} \cdot M_p} \leq \phi, \quad (1.29)$$

čia: N^* – didžiausias pirmos eilės ašinis gniuždymas gautas tamprioje stadijoje; M^* – didžiausias lenkimo momentas; α_{anx} ir α_{amx} – ašinio gniuždymo ir lenkimo momento modifikacijos koeficientai; ϕ – laikomosios galios redukcijos faktorius (rekomenduojama 0,9 reikšmė); N_{acx} – tolygaus ašinio gniuždymo laikomoji galia; M_p – plastinė skerspjūvio lenkiamoji galia apie pagrindinę ašį.



1.16 pav. Arkų geometrijos (Ziemian R.D. 2010)
Fig. 1.16. Geometry of arches (Ziemian R.D. 2010)

Tolygaus ašinio gniuždymo laikomoji galia (dvilanstėms arkoms):

$$N_{acx} = \alpha_{acx} \cdot N_y. \quad (1.30)$$

Tolygaus ašinio gniuždymo laikomoji galia (standaus įtvirtinimo arkoms):

$$N_{acx} = \phi \cdot \alpha_{acx} \cdot N_y \leq N_y, \quad (1.31)$$

čia: N_y – skerspjūvio takumo apkrova; α_{acx} – arkos liaunio redukcijos faktorius.

Didžiausias lenkimo momentas:

$$M^* = \delta_b \cdot M, \quad (1.32)$$

čia M – pirmos eilės lenkimo momentas tamprioje stadijoje.

Momento amplifikacijos faktorius:

$$\delta_b = 1 / \left(1 - N^* / N_A \right). \quad (1.33)$$

Tampri tolygaus gniuždymo arkos klupumo jėga plokštumoje:

$$N_A = k_{ax} \cdot N_{Ex}, \quad (1.34)$$

čia k_{ax} – klupumo plokštumoje faktorius.

Tampri tolygaus gniuždymo arkos klupumo jėga plokštumoje:

$$N_{Ex} = b \cdot \pi^2 \cdot EI_x / S^2. \quad (1.35)$$

$b = 4$ dvilankstėms arkoms, $b \approx 8,16$ standžiai įtvirtintoms arkoms (1.16 pav.).

Kritinė klupdomoji jėga, pagal LST EN 1993-2, nesuramstytose arkose, kai arkos klupimas vyksta plokštumoje, išreiškiama taip:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta \cdot s} \right)^2 \cdot EI_y, \quad (1.36)$$

čia: N_{cr} – kritinė jėga ties atramomis; s – pusė arkos ilgio; EI_y – arkos lenkiamasis standis, kai klupimas vyksta plokštumoje; β – klumpamojo ilgio koeficientas.

1.5.2. Apskritiminių arkų stabilumas iš plokštumos

Išlenkto plokštumoje apkrauto elemento (arka) apkrova gali pasiekti tokį lygį, kada sukimo ir šoninio lenkimo efektų kombinacija iššaukia elemento poslinkius iš plokštumos (Ziemian R. D. 2010).

Knygoje Ziemian R. D. (2010) aprašo Pi ir Trahair (1998, 2000) bei Pi ir Bradford (2005) atliktų pavienių lanksčiai ir standžiai įtvirtintų arkų stabilumo tyrimus netamprioje stadijoje. Tyrimai vertina I-formos skerspjūvio arkų geometrinius netobulumų ir liekamųjų įtempių įtaką apskritiminių arkų stabilumui. Atlikti tyrimai vertina tolygų arkų gniuždymą, simetrines ir asimetrines tolygiai pasiskirstytas ir koncentruotas apkrovas bei tolygų arkos lenkimą. Autoriai pasiūlė integralinę lygtį apimančią žemutinę tikimybinę arkų stabilumo iš plokštumos ribą vertinti taip (Ziemian R. D. 2010):

$$\frac{N^*}{\alpha_{any} \cdot N_{acys}} + \frac{M^*}{\alpha_{amy} \cdot M_{amys}} \leq \phi, \quad (1.37)$$

čia: N^* – didžiausias pirmos eilės ašinis gniuždymas gautas tamprioje stadijoje; M^* – didžiausias lenkimo momentas; α_{any} ir α_{amy} – ašinio gniuždymo ir lenkimo momento modifikacijos koeficientai; ϕ – laikomosios galios redukcijos faktorius (rekomenduojama 0,9 reikšmė); N_{acys} – tolygaus ašinio gniuždymo laikomoji galia; M_{amys} – lenkiamoji galia.

Tolygaus ašinio gniuždymo laikomoji galia (dvilanstėms arkoms):

$$N_{acys} = \alpha_{acys} \cdot N_y. \quad (1.38)$$

Tolygaus ašinio gniuždymo laikomoji galia (standaus įtvirtinimo arkoms):

$$N_{acys} = \phi \cdot \alpha_{acys} \cdot N_y \leq N_y, \quad (1.39)$$

čia: N_y – skerspjūvio takumo apkrova; α_{acx} – arkos liaunio redukcijos faktorius.

Didžiausias lenkimo momentas (dvilankstėms arkoms):

$$M^* = \delta_{by} \cdot M, \quad (1.40)$$

čia M – pirmos eilės lenkimo momentas tamprioje stadijoje.

Didžiausias lenkimo momentas (standžiai įtvirtintoms arkoms):

$$M^* = \delta_{by} \cdot M. \quad (1.41)$$

Momento amplifikacijos faktorius:

$$\delta_{by} = 1 / \left(1 - N^* / N_{ays} \right), \quad (1.42)$$

čia N_{ays} – tampraus klupumo jėga veikiant tolygiam gniuždymui.

Kritinė klupdomoji jėga, pagal LST EN 1993-2, nesuramstytose arkose, kai arkos klupimas vyksta iš plokštumos, išreiškiama taip:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta \cdot l} \right)^2 \cdot EI_z, \quad (1.43)$$

čia: N_{cr} – kritinė jėga ties atramomis; l – arkos ilgio projekcija; EI_y – arkos lenkiamasis standis, kai klupimas vyksta plokštumoje; β – klumpamojo ilgio koeficientas.

1.5.3. Plieninių arkų klumpamoji galia

Plieninių arkų ribinę laikomąją galią galima nustatyti Sakimoto et al. 1992 pasiūlyta formule, paremta erdvinio klupumo tyrimais, nustatant efektyvųjį arkos ilgį ir jos liaunį. Skaičiavimai vertina arkinio elemento būvį prieš klupimą (Ziemian R. D. 2010):

$$N_{cr} = \alpha \cdot N_0 = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_e^2}, \quad (1.44)$$

čia: α – mažiausia erdvinio klupumo faktoriaus reikšmė; N_0 – ašinė elemento jėga atsiradusi veikiant pridėtai išorinei apkrovai; L_e – elemento efektyvusis ilgis $(K_e K_l K_\beta)l$.

Elemento liaunis apskaičiuojamas taip:

$$\lambda_a = \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \frac{L_e}{r_x} = \sqrt{\frac{A \cdot \sigma_y \cdot L_e^2}{\pi^2 \cdot EI}} = \sqrt{\frac{A \cdot \sigma_y}{\alpha \cdot N_0}}. \quad (1.45)$$

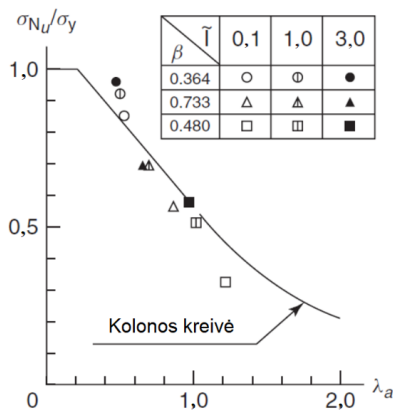
Jei arkos elementui suteikiama jėga lygi elemento takumo jėgai $N_0 = A \cdot \sigma_y$, kur A yra elemento skerspjūvio plotas, tada mažiausias klumpamasis liaunis:

$$\lambda_a = \sqrt{1/\alpha}. \quad (1.46)$$

Ribiniai normaliniai įtempiai apskaičiuojami taip:

$$\sigma_{N_u} = N_u / A, \quad (1.47)$$

čia: N_u – ašinė jėga prie atramos, apskaičiuota remiantis tiesine teorija nuo pridėtos ribinės apkrovos P_u . $\tilde{I}$ – arkos horizontalių ryšių standumo santykis (1.17 pav.).



1.17 pav. Pavienių arkų tiltų erdvinio klupumo ir liaunio priklausomybė (Ziemian R. D. 2010)

Fig. 1.17. Validity of the slenderness procedure using eigenvalue for through type arch bridge (Ziemian R. D. 2010)

Lenkimo ir ašinio gniuždymo veikiamų pastoviojo skerspjuvio elementų pastovumo sąlyga, pagal LST EN 1993-1-1:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1; \quad (1.43)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1;$$

čia: N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ ir $M_{z,Ed}$ – skaičiuotinės gniuždomosios jėgos ir didžiausių momentų, atitinkamai aplink y-y ir z-z ašis išilgai elemento, reikšmės; $\Delta M_{y,Ed}$ ir $\Delta M_{z,Ed}$ – momentai, susidarantys dėl sunkio centro ašies poslinkio pagal skerspjuvius taikomas 6.2.9.3 nuostatas; χ_y ir χ_z – lenkiamojo klupumo koeficientai; χ_{LT} – skersinio sukamojo klupumo koeficientas; k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} – sąveikos koeficientai.

1.6. Pirmojo skyriaus išvados ir disertacijos uždaviniai

1. Atraminų reakcijų požiūriu subalansuota kombinuotojo tilto konstrukcija yra racionalus atskaitos sprendinys, vertinant jos taikymą įvairiose geologinėse situacijose. Profesorius J. Straskys aprašė subalansuotos kombinuotojo tilto konstrukcijos komponavimo idėją ir pateikė principinę schemą. Racionalių komponuojamųjų kombinuotojo tilto parametrų nustatymo metodikos neaptikta. Neaiški subalansuotos konstrukcijos elgsena veikiant skirtingoms apkrovoms ir temperatūros poveikiams. Neaišku kokią įtaką įrašų pasiskirstymui turi kombinuotojo tilto arkos forma.
2. Kombinuotojo tilto konstrukcija yra statiskai neišsprendžiama, tad konstrukcijos laikančiųjų elementų atraminėms reakcijoms didelę įtaką turi elementų standumas. BEM sumodeliuoti subalansuotą geometriškai netiesinę elgsenos konstrukciją yra sudėtinga, ypač norint parinkti racionalius medžiagų sąnaudų atžvilgiu laikančiųjų elementų skerspjuvius. Procesas yra labai imlus laikui.
3. Nėra aiški subalansuotos konstrukcijos komponuojamųjų parametrų priklausomybė kintant tilto laikančiųjų elementų standumui.

4. Atlikus kabamojo elemento atramos balno skaičiavimų apžvalgą pastebėta, jog autoriai atramos balno geometrijos skaičiavimuose apima tolygiai paskirstytos apkrovos poveikį, neišskaidant kokią bendros apkrovos dalį sudaro kintamoji apkrova. Kabamojo elemento elgsena yra geometriškai netiesinė, tad labai svarbu įvertinti kabamojo elemento padėtį skirtingose darbo stadijose, siekiant sukomponuoti tikslius kombinuotojo tilto arkos balno parametrus.
5. Nėra aiškios įtempiamų mažo nuolydžio ($i = 4 \%$) kabamųjų elementų panaudojimo galimybės kombinuotojo tilto konstrukcijoje, tenkinančių Lietuvoje galiojančio TR 2.01:2019 keliamus reikalavimus. Atlikus apžvalgą pastebėta, kad autoriai vertindami nuolatinės kabamojo elemento apkrovą neatsižvelgia kokią nuolatinės apkrovos dalį sudaro laikančiojo elemento savasis svoris. Ši apkrova yra labai svarbi vertinant lengvojo pakloto konstrukcijų taikymo ribas, ypač konstrukcijose, kurių laikančiuosius elementus sudaro plieniniai lakštai.
6. Kombinuotojo tilto modelio bandymo metu nustatyta, kad konstrukcija prarado pastovumą pritaikius 1,87 karto didesnę apkrovą nei numatyta skaičiavimuose (Straskys J. 2005). Detalesnių kombinuotojo tilto arkos stabilumo tyrimų neaptikta. Nėra aiški kabamosios tilto dalies įtaka arkos pastovumui.

Atlikus konstrukcijų ir skaičiavimo metodų apžvalgą suformuluoti šie disertacijos uždaviniai:

1. Parengti įtemptos kabamosios tilto dalies komponavimo įrašų apskaičiavimo metodiką. Atlikti tilto kabamojo elemento elgsenos tyrimus veikiant skirtingoms statinėms pakloto apkrovoms.
2. Parengti kombinuotojo vienajusčio arkinio pėsčiųjų tilto laikančiųjų elementų įrašų ir poslinkių apskaičiavimo inžinerinę metodiką.
3. Nustatyti arkos formos įtaką lenkimo momentų pasiskirstymui kombinuotojo tilto konstrukcijoje.
4. Atlikti pavienės arkos elgsenos analitinius ir skaitinius tyrimus veikiant statinėms apkrovoms. Atlikti skaitinį tilto arkos stabilumo vertinimą.
5. Atlikti kombinuotojo vienajusčio arkinio pėsčiųjų tilto elgsenos skaitinę analizę vertinant statines simetrines ir asimetrines vertikalias apkrovas bei temperatūros poveikius.

Kabamosios tilto dalies tyrimai

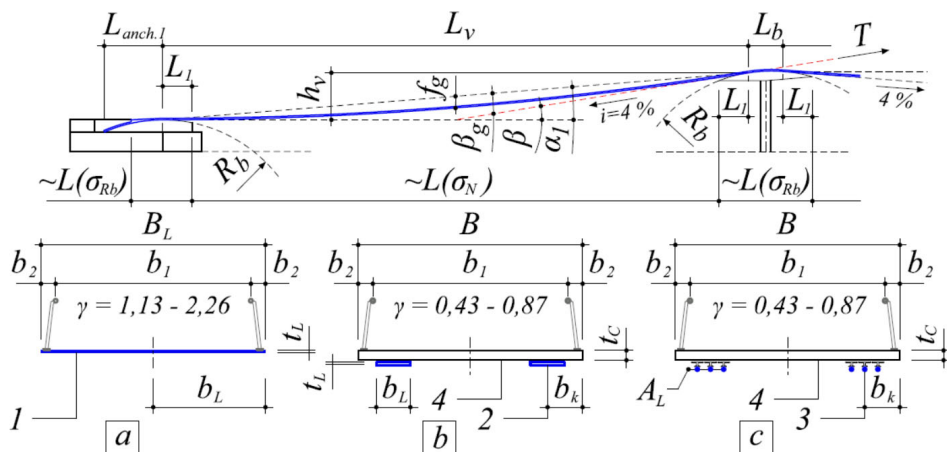
Šiame skyriuje pateikta kabamojo elemento komponavimo, racionalaus skerspjuvio ploto ir minimalaus atramos balno spindulio apskaičiavimo metodika atsižvelgiant į saugos ir tinkamumo ribinių būvių sąlygas. Aptarta konstrukcijos elgsena asimetrinių apkrovimų atvejais, pateiktos rekomendacijos atramos laikančiojo elemento medžiagos stiprio parinkimui. Atlikta erdvinės vienajuostės konstrukcijos analizė taikant analitines išraiškas siekiant nustatyti apytiksles nedidelio nuolydžio konstrukcijų taikymo ribas. Metodikos tikslumas vertintas atliekant parametrinę analizę taikant baigtinių elementų metodą. Skaičiavimuose vertintos įvairaus stiprio plienų ir kompozitinių medžiagų panaudojimo galimybės. Pakloto standumas tyrimuose nevertintas (tik svoris). Skyriaus tema paskelbta viena publikacija (Kleinas V. 2021), atliktas pranešimas tarptautinėje konferencijoje „Modern Building Materials, Structures and Techniques“ 2019.

2.1. Kabamosios tilto dalies geometriniai ir fiziniai parametrai

Skyriuje aprašomas mažo išilginio nuolydžio vienajuosčių konstrukcijų įtemptų laikančiųjų elementų įtempių ir deformacijų būvis taikant skirtingo svorio paklotą. Analizės metu siekta išsiaiškinti kabamojo tilto elemento elgseną ir įtemptos

konstrukcijos panaudojimo kombinuotame tilte galimybės. Tirtos kabamosios konstrukcijos geometrinė schema ir skerspjūviai pateikti 2.1 paveiksle:

- 1 – plieninis lakštas;
- 2 – plieniniai arba kompozitinės medžiagos lakštai;
- 3 – plieniniai lynai;
- 4 – gelžbetoninė pakloto plokštė.



2.1 pav. Tilto skaičiuojamosios/konstrukcinės schemos geometriniai parametrai ir skerspjūviai: a) plieninio laikančiojo lakšto skerspjūvis; b) plieninių arba kompozitinių lakštų ir gelžbetoninio pakloto skerspjūvis; c) plieninių lynų ir gelžbetoninio pakloto skerspjūvis

Fig. 2.1. Geometrical parameters and cross-sections of the bridge calculation/construction scheme: a) cross-section of steel support sheet; (b) cross-section of steel or composite sheets and reinforced concrete decking; (c) cross-section of steel ropes and reinforced concrete decking

Darbe tirti lengvo pakloto (2.1 pav. a) bei klasikinės sandaros (2.1 pav. b, c) tilto skerspjūviai, kurių kintamosios ir nuolatinės apkrovų santykiai γ yra nuo 0,43 iki 2,26 (2.1 lentelė). Skaičiavimuose atramų poslinkiai ir gelžbetoninio pakloto standumas išilgine laikančiųjų elementų kryptimi nevertinti. Kintamosios žmonių apkrovos poveikis skaičiavimuose vertintas 5 kPa apkrova (LST EN 1991-2). Tilto skerspjūvių parametrai ir apkrovos pateiktos 2.1 lentelėje. Laikančiųjų elementų medžiagų fiziniai rodikliai pateikti 2.2 lentelėje.

2.1 lentelė. Skerspjūvių geometriniai parametrai**Table 2.1.** Geometrical cross-sections parameters

Skerspjūvis	(B, B _L)/2, m	b _I /2, m	t _L , mm	t ₀ , mm	g _k , kN/m	v _k , kN/m	γ = v _k /g _k
2.1 pav. a	2,3	2,0	20	–	3,539	10	2,28
			50	–	8,847		1,13
–			200	11,50	0,87		
–			300	17,25	0,58		
–			400	23,00	0,43		
2.1 pav. b, c							

Čia: g_k ir v_k – nuolatinės ir kintamosios apkrovų charakteristinės reikšmės;
 t_0 – pradinis gelžbetoninio pakloto plokštės storis; t_L – plieninio lakšto storis.

Laikančiojo elemento skerspjūvio ploto skaičiavimo pradžioje reikia pasirinkti nuolatinę konstrukcijos apkrovą, kurią galima charakterizuoti dydžiu t_0 (pradinis pakloto storis). Pradinė nuolatinė apkrova apima ir laikančiojo elemento svorį. Parinkus laikančiojo elemento skerspjūvio plotą pagal (2.11) formulę galima apskaičiuoti tikrąjį gelžbetoninio pakloto plokštės storį pagal (2.12) formulę.

2.2 lentelė. Elementų tipai ir medžiagų fiziniai rodikliai**Table 2.2.** Types of elements and physical characteristics of materials

Skerspjūvis	Tipas	Tamprumo modulis E , GPa	Medžiagos tankis ρ , kN/m ³
2.1 pav. a	Plieninis lakštas	210	76,93
2.1 pav. b, c	Plieninis lakštas	210	76,93
	APAP lakštas	250	15,79
	Plieninis lynas	195	76,93
	Gelžbetoninė plokštė	34	25,00

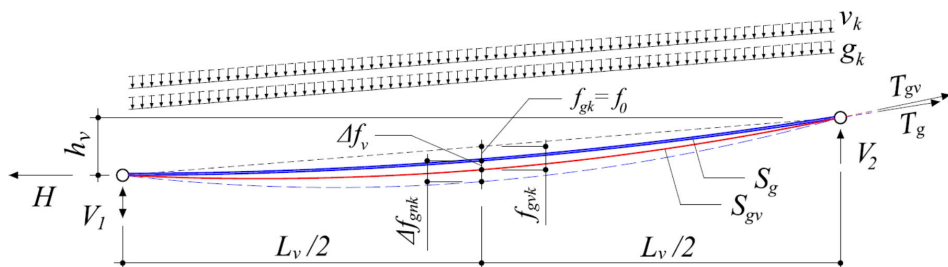
2.2. Laikančiojo elemento geometrijos ir skerspjūvio ploto skaičiavimas

Ašinės jėgos laikančiajame kabamajame elemente turėtų būti apskaičiuojamos atsižvelgiant į įrengimo technologiją (taikant įtempimą arba parenkant pradinį elemento ilgį pagal 1.4.2 skirsnyje aprašytą metodiką), laikančiojo elemento medžiagą (lynai, plieniniai lakštai, kompozitinės medžiagos) ir skerspjūvio sandarą.

Parenkant ant atramos balno atremto laikančio elemento skaičiuojamąją konstrukcijos schemą galima supaprastinti ir išskaidant į du etapus. Skerspjūvio plotą galima parinkti taikant vieno tarpatramio, nepaslankiuose lankstuose įtvirtintos konstrukcijos skaičiuojamąją schemą. O vientisojo, ant atramos balno atremto elemento medžiagos stiprį parinkti antrame etape, atsižvelgiant į lenkiamuosius įtempius atsirandančius balno zonoje. Skyriuje pateikta įtempto lankstaus kabamojo elemento poslinkių, įrašų ir skerspjūvio ploto apskaičiavimo metodika.

Skaičiuojant kabamąsias konstrukcijas ir parenkant jų laikančiojo elemento skerspjūvio plotą privaloma vertinti laikančiojo elemento geometriškai netiesinę elgseną. Labai svarbu parinkti tokį laikančiojo elemento ašinį standumą, kad veikiamas asimetrinių apkrovų laikantis elementas tenkintų tinkamumo ir saugos ribinių būvių sąlygas. Taip pat labai svarbu žinoti laikančiojo elemento poslinkius kiekvienu statybos etapu, vertinti statybos ir montavimo darbų technologiją bei temperatūros poveikius.

Parenkant laikančiojo elemento skerspjūvio plotą, kabamosios tilto dalies skaičiuojamąją schemą galima supaprastinti ir taikyti 2.2 paveiksle pateiktą schemą.



2.2 pav. Laikančiojo elemento skaičiuojamoji schema
Fig. 2.2. Calculation scheme of the load-bearing element

Skaičiavimuose kabamojo elemento pradinis įsvyris f_0 lygus elemento įsvyriui veikiant nuolatinei apkrovai f_{gk} . Apkrovus laikantį elementą nuolatine apkrova, dėl geometriškai netiesinės elgsenos, jis deformuojasi ir įlinkis dydžiu Δf_{gnk} . Norint grąžinti laikantįjį elementą į pradinę formą, reikia atstatyti pradinį skerspjūvio įtempių būvį. Tai galima padaryti elementą įtempiant jėga lygia pradinės formos ašinei jėgai ($F_t = T_{gk}$). Įtempta konstrukcija veikiamas kintamosios apkrovos įlinksta dydžiu Δf_v , kuris gali būti pasirenkamas atsižvelgiant į konstrukcijos ribinį įlinkį.

Kabamosios konstrukcijos ašinė jėga ir skerspjūvio plotas tiesiogiai priklauso nuo pradinio įsvyrio. Kuo pradinis įsvyris didesnis, tuo mažesnės ašinės jėgos vei-

kia konstrukciją. Praktinis konstrukcijų taikymas yra tiesiogiai susijęs su einamosios dalies išilginio nuolydžio ribojimais, kurie dažniausiai apibrėžiami norminiais techniniais dokumentais ir žmonių su negalia keliama reikalavimais. Einamosios tilto dalies išilginis nuolydis ribojamas 3–12,5 % nuolydžiais skirtingose projektinėse situacijose (Schlaich M. 2005). Lietuvoje maksimalus išilginis pėsčiųjų tilto nuolydis ribojamas 4 % nuolydžiu (TR 2.01:2019). Kabamojo elemento tyrimuose taikyta skaičiuojamoji schema, kai $i = 4\%$.

Reikiamą ribinį įsvyrį galima išreikšti per jo liestinės kampą su horizontale, tokiu būdu visada galima žinoti einamosios dalies įsvyrį veikiant nuolatinėms apkrovoms reikšmę $\beta = \text{atan}(i)$.

2.3 lentelė. Einamosios dalies įsvyrio kampas atsižvelgiant į nuolydžio reikšmę

Table 2.3. The angle of the walking part depending on the value of the slope

$i, \%$	4	5	6	7	8	10	12
β, deg	2,2906	2,8624	3,4336	4,0042	4,5739	5,7106	6,8428

Schemų (2.1, 2.2 pav.) geometrinius parametrus galima apskaičiuoti pagal žemiau pateiktas formules.

Atramų aukščių skirtumas:

$$h_v = \frac{\tan(\beta) \cdot L_v}{2}. \quad (2.1)$$

Laikančiojo kabamojo elemento geometrinės apibrėžos kampai:

$$\alpha_1 = a \tan\left(\frac{h_v}{L_v}\right); \quad \beta_g = \beta - \alpha_1. \quad (2.2)$$

Atstumas tarp atramų taškų (2.2 pav.):

$$L_{v1} = L_v / \cos(\alpha_1). \quad (2.3)$$

Įsvyris veikiant nuolatinei charakteristinei apkrovai:

$$f_{gk} = \frac{\tan(\beta_g) \cdot L_v}{4}. \quad (2.4)$$

Ašinė jėga elemente veikiant nuolatinei charakteristinei apkrovai:

$$T_{gk} = \frac{g_1 \cdot L_v^2}{8 \cdot f_{gk} \cdot \cos(\beta_g)}; \quad g_1 = g_k \cdot \frac{L_{v1}}{L_v}. \quad (2.5)$$

Kabamojo elemento geometrinis ilgis veikiant nuolatinei charakteristinei apkrovai (Pfeifer 2010):

$$S_g = L_v \left(1 + \frac{8\eta_g^2}{3\theta^4} \right) \cdot \theta; \quad \eta_g = \frac{f_{gk}}{L_v}; \quad \theta = \frac{1}{\cos(\alpha_1)}; \quad f_{gk} \leq L_{v1} / 10. \quad (2.6)$$

Kabamojo elemento skerspjūvio plotą rekomenduojama parinkti atsižvelgiant į reikiamą projektinį poslinkį veikiant kintamajai apkrovai (Δf_v). Kuo mažiau ribojami kabamojo elemento poslinkiai, tuo mažesnį skerspjūvio plotą galima parinkti laikančiajam elementui.

Poslinkis veikiant charakteristinei kintamai apkrovai:

$$\Delta f_v = \frac{L_v}{k}, \quad (2.7)$$

čia k – ribinio įlinkio koeficientas, pasirenkamas laisvai atsižvelgiant į norimą konstrukcijos standumą.

Įsvyris veikiant pilnai (nuolatinei ir kintamai) charakteristinei apkrovai:

$$f_{gvk} = f_{gk} + \Delta f_v; \quad \beta_{gv} = \frac{4f_{gvk}}{L_v}. \quad (2.8)$$

Ašinė jėga kabamajame elemente veikiant pilnai (nuolatinei ir kintamai) charakteristinei apkrovai:

$$T_{gvk} = \frac{(g_1 + v_1) \cdot L_v^2}{8f_{gvk} \cdot \cos(\beta_{gv})}; \quad v_1 = v_k \cdot \frac{L_{v1}}{L_v}; \quad g_1 = g_k \cdot \frac{L_{v1}}{L_v}. \quad (2.9)$$

Elemento geometrinis ilgis veikiant pilnai (nuolatinei ir kintamai) charakteristinei apkrovai:

$$S_{gv} = L_v \cdot \left(1 + \frac{8\eta_{gv}^2}{3\theta^4} \right) \cdot \theta; \quad (2.10)$$

$$\eta_{gv} = \frac{f_{gvk}}{L_v}; \quad \theta = \frac{1}{\cos(\alpha_1)}; \quad f_{gvk} \leq L_{v1} / 10.$$

Laikančiojo elemento skerspjūvio plotas:

$$A_{L.min} = \frac{(T_{gvk} - T_{gk}) \cdot S_g}{\left[\frac{8L_v}{3\theta^3} \cdot (\eta_{gvk}^2 - \eta_{gk}^2) \right] \cdot E_s}, \quad (2.11)$$

čia E_s – laikančio elemento medžiagos tamprumo modulis.

Tikrasis pakloto plokštės storis įvertinus laikančiojo elemento svorį:

$$t_c = \frac{2(g_k - A_{L.min} \cdot \rho_s)}{B \cdot \rho_c}, \quad (2.12)$$

čia ρ_s , ρ_c – laikančio elemento ir pakloto plokštės medžiagų tankiai.

Kabamojo elemento skerspjuvio ašiniai įtempiai veikiant charakteristinei nuolatinei ir pilnai apkrovoms:

$$\sigma_g = \frac{T_{gk}}{A_{L.min}}; \quad \sigma_{gv} = \frac{T_{gvk}}{A_{L.min}}. \quad (2.13)$$

Laikančiojo elemento skerspjuvio plotas parenkamas taikant charakteristines apkrovas. Norint užtikrinti saugos ribinio būvio sąlygą skaičiuotiniai įtempiai laikančiajame elemente apskaičiuojami taip:

$$\sigma_{Nd} \approx \gamma_f \cdot \sigma_{gv} \cdot (1 + \gamma_k) + |\sigma_{\Delta T1.d}|, \quad (2.14)$$

čia: γ_f – nuolatinės ir kintamosios apkrovų patikimumo koeficientas (1,35); $\sigma_{\Delta T1.d}$ – skaičiuotiniai neigiamos temperatūros pokyčio sukelti laikančiojo skerspjuvio įtempiai; γ_k – išilginės asimetrinės apkrovos poveikio koeficientas, apskaičiuojamas pagal formulę:

$$\gamma_k = 1 - \sigma_{gv} / \sigma_{comb},$$

čia σ_{comb} – skaitinės analizės metu apskaičiuoti kombinuotieji lenkimo ir ašinių jėgų sukelti laikančiojo skerspjuvio įtempiai vertinantys sukimą ir persimetimą veikiant išilginei asimetrinei apkrovai ($\sigma_{ax} \pm \sigma_{by} \pm \sigma_{bz} \pm \sigma_{ax}$) (2.6 lentelė).

Prenkant laikančiojo elemento medžiagą reikėtų atsižvelgti į nuovargio procesus, temperatūros ir drėgmės poveikius (naudojant APAP medžiagą) (Dong J. et al. 2020).

Apskaičiuotą laikančiojo elemento skerspjuvio plotą galima suformuoti į grupę lynų arba stačiakampį skerspjuvį. Didinant laikančiojo elemento skerspjuvio aukštį auga ir lenkiamieji įtempiai balno zonoje. Siekiant sukomponuoti mažesnę balno spindulį racionalu taikyti didelio stiprio plienus ir kompozitines medžiagas. Laikančiojo stačiakampio skerspjuvio elemento mažiausią balno spindulį galima apskaičiuoti pagal formulę (2.1 pav.):

$$R_{b,\min} = \frac{E_s \cdot t_L}{2 \cdot (f_{yd} - \sigma_{Nd})}, \quad (2.15)$$

čia f_{yd} – skaičiuotinis laikančiojo elemento medžiagos stipris.

Skaičiuotinis medžiagos stipris apskaičiuojamas charakteris-
tinę stiprio reikšmę mažinat daliniu koeficientu ($f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M2}$). Tempiamųjų
skerspjuvių laikomosios galios dalinio koeficiento reikšmė $\gamma_{M2} = 1,25$ (LST EN
1993-2).

2.4 lentelė. Rekomenduojamos IAAPK reikšmės, kai $i = 4 \%$

Table 2.4. Recommended IAAPK values, when $i = 4 \%$

k	250	365	485
γ_k	0,10	0,05	0,03

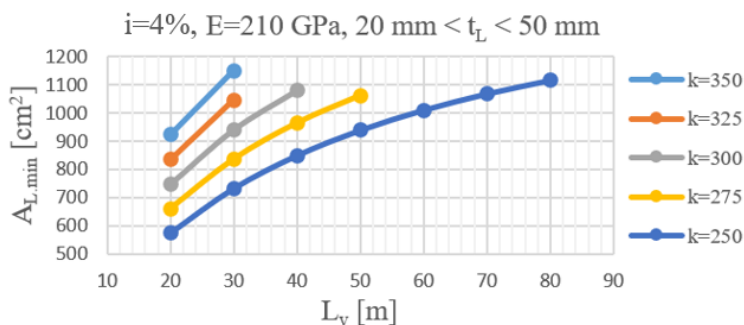
Aptarta metodika gali būti taikoma įvairaus išilginio nuolydžio (2.3 lentelė)
pėsčiųjų tiltų konstrukcijoms. Atramos spindulio atžvilgiu racionalu taikyti plo-
nus elementus arba turėti pakankamą įtempių atsargą ($f_{yd} - \sigma_{Nd}$).

2.3. Laikančiojo lakšto konstrukcija

Laikančiojo lakšto kabamosios konstrukcijos skerspjūvis pateiktas 2.1 pa-
veiksle a). Skaičiuojamoji schema pateikta 2.2 paveiksle. Tyrimai atlikti taikant
2.2 skirsnyje pateiktas analitines išraiškas. Tyrimuose vertinta tik plieninio lai-
kančiojo lakšto savojo svorio ir kintamoji apkrovos. Skaičiavimai atlikti ribose,
kai laikančiojo lakšto storis tenkina sąlygą: $20 \text{ mm} < t_L < 50 \text{ mm}$. Skaičiavimuose
taikyta didžiausio išilginio nuolydžio reikšmė $i = 4 \%$.

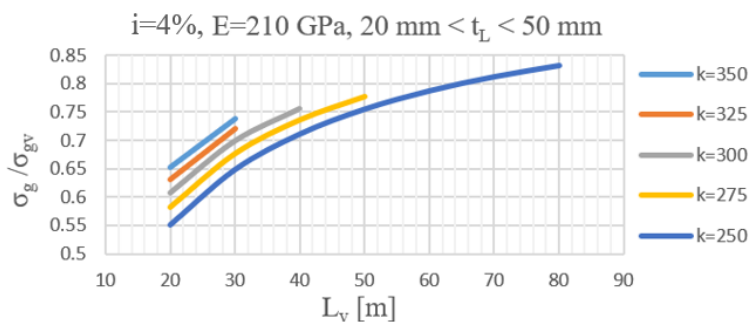
Laikančiojo lakšto skerspjūvis yra teorinis – apibūdina lengvos konstrukcijos
elgseną. Vientiso lakšto konstrukcija gali būti įgyvendinama tik taikant papildo-
mas technologines priemones – lynus, ant kurių galima sumontuoti laikantį lakštą
ir jį įtvirtinti. Technologiniai lynai taip pat gali būti panaudojami išilginės asimet-
rinės apkrovos poslinkiams mažinti.

Taikant $\leq 50 \text{ mm}$ storio lakštą, mažiau deformatyvios konstrukcijos ($k > 300$)
gali būti pritaikomos santykinai nedideliuose 30-40 metrų ilgio tarpatramiuose,
gali būti taikomos kombinuotųjų tiltų konstrukcijose (2.3 pav.). Laikančiojo
lakšto konstrukcijos yra lengvos. Kintamosios ir nuolatinės apkrovos santykis γ
kinta nuo 2,28 iki 1,13 (2.5 pav.).



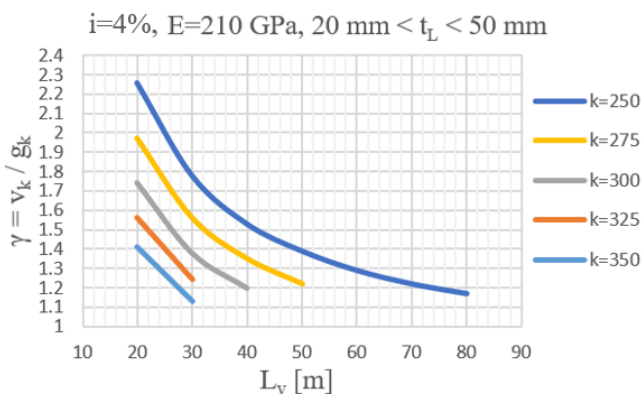
2.3 pav. Skerspjūvio ploto priklausomybė nuo tarpatramio

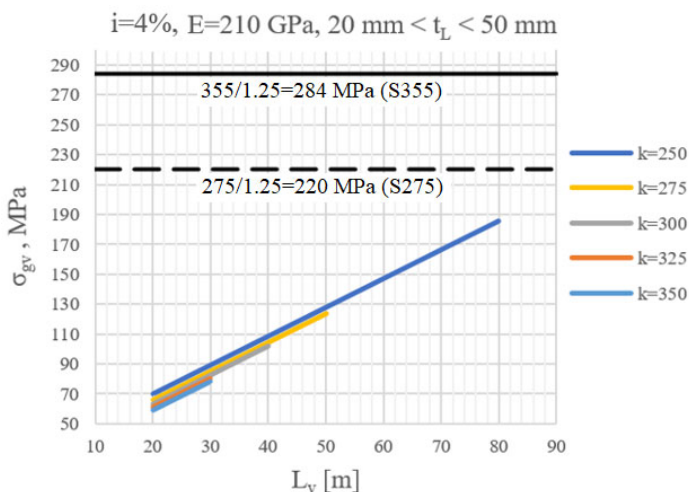
Fig. 2.3. Dependence of cross-sectional area on the span



2.4 pav. Santykinių įtempių priklausomybė nuo tarpatramio

Fig. 2.4. Dependence of relative stresses on the span

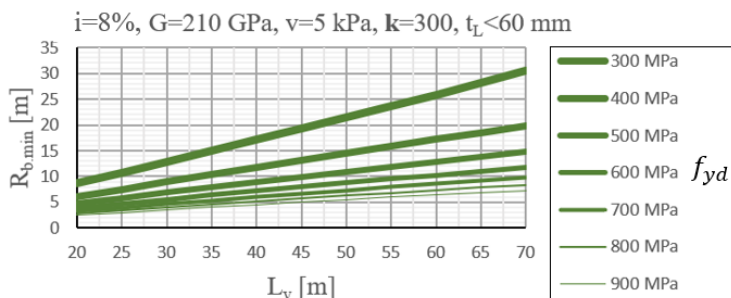
2.5 pav. Koeficiento γ priklausomybė nuo tarpatramioFig. 2.5. Dependence of the coefficient γ on the span



2.6 pav. Įtempių priklausomybė nuo tarpatramio

Fig. 2.6. Dependence of stresses on the span

Lengvas kombinuotojo tilto paklotas visada pareikalaus pakankamai didelio skerspjūvio ploto, ypač siekiant sukomponuoti standesnes konstrukcijas. Lengvose konstrukcijose kintamoji apkrova sudaro nemažą (25–45 %) suminių ašinių įtempių dalį. 2.4 paveiksle matyti, kad konstrukcijos deformatyvumas mažėja augant nuolatinės apkrovos įtakai laikančiojo elemento skerspjūvyje. Nedideli ašiniai laikančiojo lakšto įtempiai tarpatramyje sudaro palankias sąlygas taikyti standartinį statybinį plieną (2.6 pav.). Siekiant sumažinti lenkiamųjų įtempių įtaką atramos balno zonoje visada efektyvu taikyti plonesnius elementus arba didinti atramos balno spindulį (2.7 pav.). Atramos balno spindulio priklausomybė nuo tarpatramio esant 8 % išilginiam einamosios dalies nuolydžiui, kai ribinio įlinkio koeficientas $k = 300$ pateikti 2.7 paveiksle.



2.7 pav. Balno spindulio priklausomybė nuo tarpatramio veikiant pilnai apkrovai

Fig. 2.7. Dependence of saddle radius on span under full load

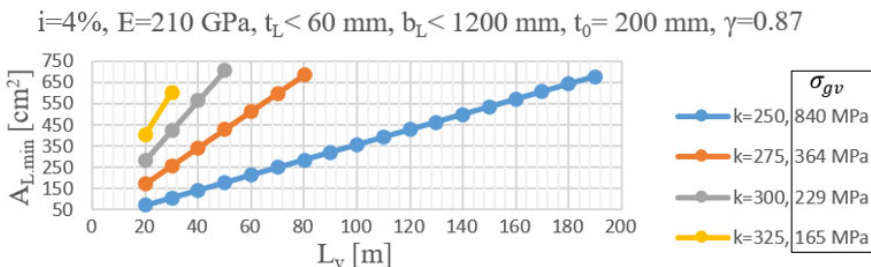
2.4. Vidutinio svorio ir sunkaus pakloto analizė

Vidutinio ir sunkaus pakloto kabamosios konstrukcijos skerspjūvis pateiktas 2.1 pav. a, b). Skaičiuojamoji schema pateikta 2.2 paveiksle. Tyrimai atlikti taikant 2.2 skirsnyje pateiktas analitines išraiškas. Tyrimų metu taikytas plieninio laikančiojo elemento skerspjūvis. Skaičiavimai atlikti ribose, kai laikančiojo elemento skerspjūvis ir pakloto plokštės storis tenkina sąlygą: $t_L < 60$ mm, $b_L < 1200$ mm, $t_C > 100$ mm.

Mažiau deformatyvios ($k > 300$) vidutinio svorio ir sunkaus pakloto kabamosios konstrukcijos gali būti taikomos 50÷100 metrų ilgio tarpatramiams (2.8–2.10 pav.). Taikant sunkų paklotą (1.10 pav. b, c) auga ir laikančiojo elemento ašiniai įtempiai, tad sunkios konstrukcijos šiuo atveju pritaikomos mažesniems, iki 60 metrų tarpatramiams (2.8–2.10 pav.).

Sunkesnis paklotas mažina kintamosios apkrovos įtaką, dėl šios priežasties, didinant nuolatinę apkrovą galima sukomponuoti standesnes konstrukcijas (2.11 pav.).

Pateikta metodika paremta ribinio įlinkio sąlyga. Konstrukcijos standumas gali būti nusakomas įlinkio koeficientu k . 2.11 paveiksle matyti, kad skirtingo svorio pakloto konstrukcijos patenka į skirtingų įlinkių diapazonus. Augant konstrukcijos standumui (didėjant k) auga ir laikančiojo elemento skerspjūvio plotas (2.8–2.10 pav.). Dėl šios priežasties medžiagų sąnaudų atžvilgiu racionalu pasirinkti kuo mažesnę ribinio poslinkio koeficientą k atsižvelgiant į medžiagos stiprį (2.12 pav.). Parenkant laikančiojo elemento medžiagos stiprį reikia atsižvelgti į lenkiamuosius efektus atramos balno zonoje, kurių poveikis sumuojasi prie įtempių σ_N , veikiančių kabamojo elemento tarpatramyje (2.1 pav.). Didėsnių skirtumas tarp skaičiuotinio medžiagos stiprio ir normalinių įtempių tarpatramyje ($f_{yd} - \sigma_{Nd}$) leidžia pasirinkti mažesnę tarpinės atramos balno spindulį.

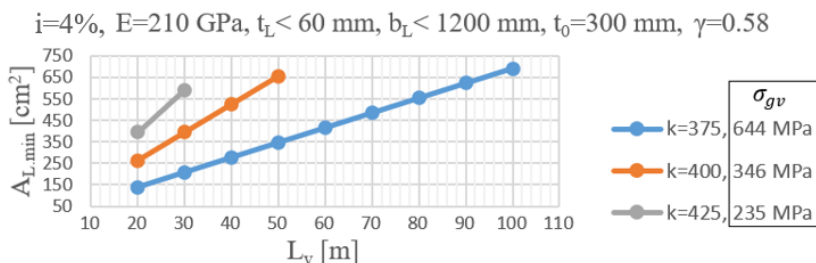


2.8 pav. Skerspjūvio ploto priklausomybė nuo tarpatramio, kai $t_0 = 200$ mm

Fig. 2.8. Dependence of cross-sectional area on the span, when $t_0 = 200$ mm

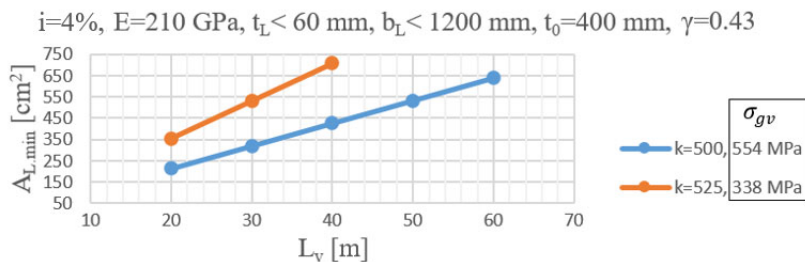
Remiantis 2.12 paveikslu galima parinkti laikančiojo elemento medžiagos stiprį atsižvelgiant į bendrąją tilto pakloto apkrovos reikšmę ir numatomą konstrukcijos poslinkį. Mažo skerspjūvio ploto laikančiuose elementuose vyrauja dideli įtempiai, todėl šioms konstrukcijoms rekomenduojama taikyti didelio stiprio plieninius lynus arba kompozitines medžiagas (APAP).

Konstrukcijos svorio įtaka atraminėms reakcijoms yra labai reikšminga. Didelės atraminės reakcijos dažnai riboja kabamųjų konstrukcijų taikymą. 2.13 paveiksle pateikta laikančiųjų elementų charakteristinių ašinių jėgų priklausomybė kintant tarpatramio ilgiui ir pakloto svoriui. Paveiksle matyti, kad sunkaus pakloto skerspjūvių ašinės jėgos yra ~20 % didesnės vidutinio svorio ir ~50 % didesnės už lengvo svorio konstrukcijas. Mažo nuolydžio ($i = 4\%$) įvairaus svorio kabamųjų konstrukcijų ašinės jėgos, o tuo pačiu ir horizontalios atraminės reakcijos yra labai didelės (2.13 pav.) ir praktiškai nepritaikomos įprastose geologinėse situacijose. Šių konstrukcijų pamatų inkaravimui palankiausias pagrindas yra uola. Praplėsti mažo įsvyrio kabamųjų konstrukcijų taikymo ribas galima jas panaudojant kombinuotųjų kabamųjų-arkinųjų tiltų konstrukcijose.



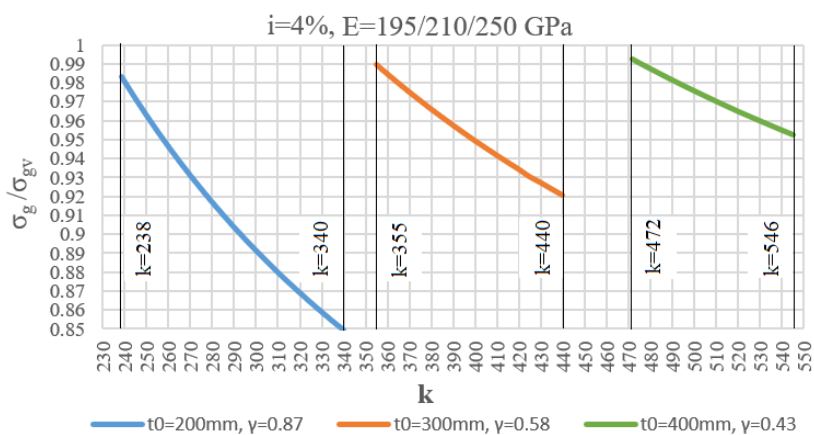
2.9 pav. Skerspjūvio ploto priklausomybė nuo tarpatramio, kai $t_0 = 300$ mm

Fig. 2.9. Dependence of cross-sectional area on the span, when $t_0 = 300$ mm



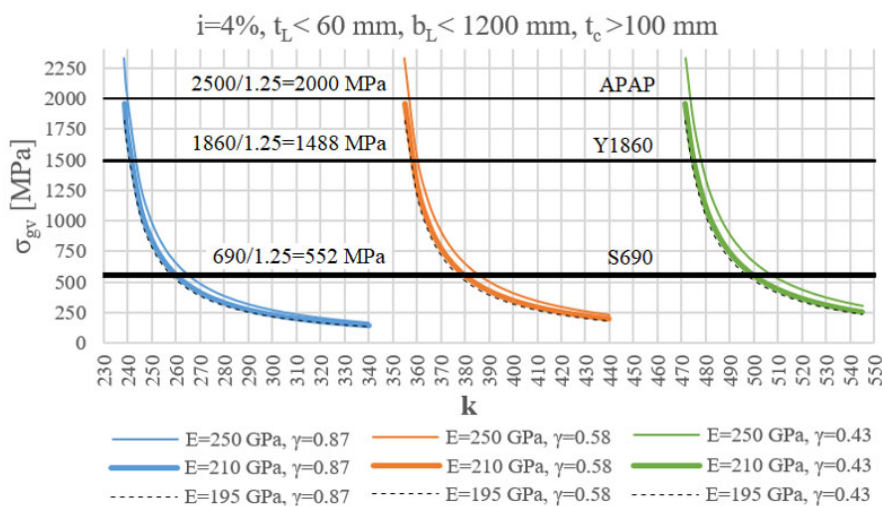
2.10 pav. Skerspjūvio ploto priklausomybė nuo tarpatramio, kai $t_0 = 400$ mm

Fig. 2.10. Dependence of cross-sectional area on the span, when $t_0 = 400$ mm



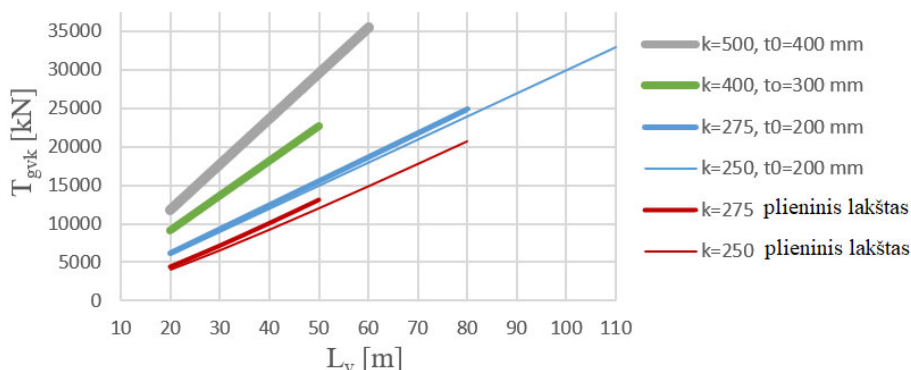
2.11 pav. Santykinių įtempių priklausomybė nuo ribinio
įlinkio koeficiento k

Fig. 2.11. Dependence of relative stresses on the limit displacement
coefficient k



2.12 pav. Įtempių priklausomybė nuo ribinio
įlinkio koeficiento k

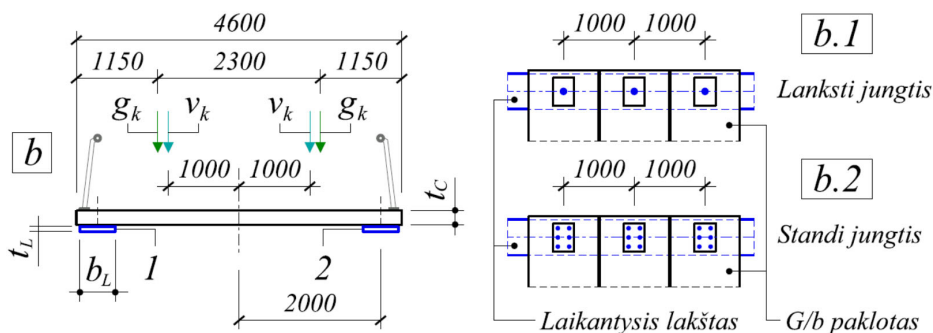
Fig. 2.12. Dependence of stresses on the limit displacement
coefficient k



2.13 pav. Svorio ir standumo (ribinių poslinkių) elemento ašinei jėgai
Fig. 2.13. The weight and stiffness influence the axial force of bearing-element

2.5. Skaitiniai laikančiųjų elementų tyrimai

Skaiciavimuose taikytas erdvinis 2.1 paveikslo b) tipo konstrukcijos modelis. Parametrinė analizė atlikta taikant BEM. Apkrovos pateiktos 2.1 lentelėje. Laikantiesiems elementams taikyti stačiakampiai skerspjūviai, kurių storis 60 mm, medžiagos tamprumo modulis 210 GPa. Skaitinių modelių geometriniai ir skerspjūvio parametrai pateikti 2.5 lentelėje ir 2.14 paveiksle.

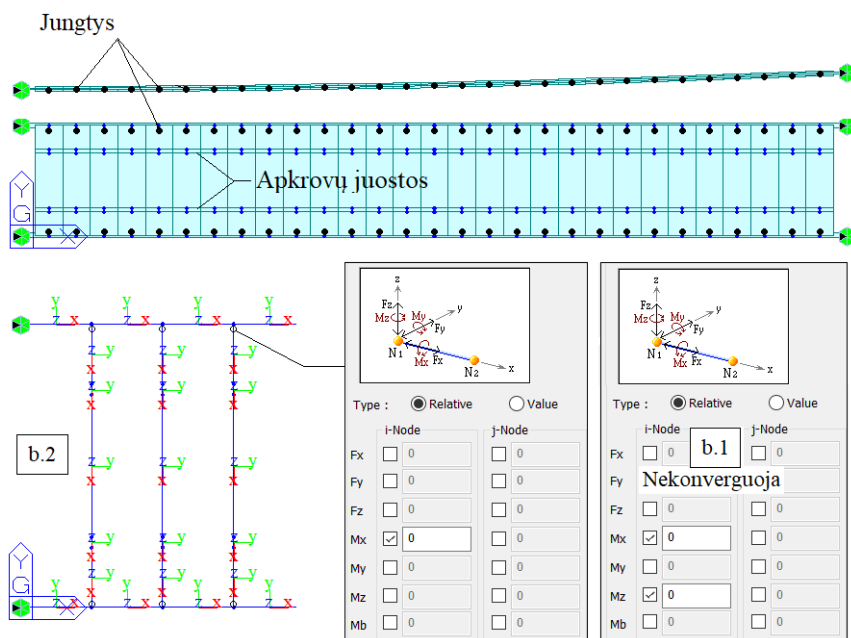


2.14 pav. Skerspjūvio apkrovos ir pakloto jungtys
Fig. 2.14. Cross-section loads and deck connections

Tilto modelio laikančiųjų lakštų elementai modeliuoti taikant tiesius strypinius baigtinius (Beam tipo) elementus, vertinančius sukimo ir persimetimo efektą (angl. *warping*).

2.5 lentelė. Skaitinių modelių geometrija ir skerspjūvių parametrai**Table 2.5.** Geometry and cross-sectional parameters of numerical models

L_v	$i, \%$			Apskaičiuoti taikant metodiką					
	t_0	h_v	f_g	$A_{L,min}$	t_c	b_L	t_L	F_{jt}	ΔT_{jt}
m	mm	mm	mm	cm ²	mm	mm	mm	kN	° C
	k = 250, E = 210 GPa								
30	200	600	149,9	106,838	186	178	60	8635	-320,741
50	200	1000	249,8	178,063	176	297	60	14 392	-320,741
	k = 365, E = 210 GPa								
30	300	600	149,9	136,167	272	227	60	12 953	-377,485
50	300	1000	249,8	226,945	270	378	60	21 588	-377,485
	k = 485, E = 210 GPa								
30	400	600	149,9	196,640	374	328	60	17 271	-348,528
50	400	1000	249,8	327,733	356	546	60	28 785	-348,528

**2.15 pav.** Baigtinių elementų schema**Fig. 2.15.** Finite element scheme

2.6 lentelė. Metodikos ir skaitinių tyrimų rezultatų palyginimas
Table 2.6. Comparison of methodology and numerical research results

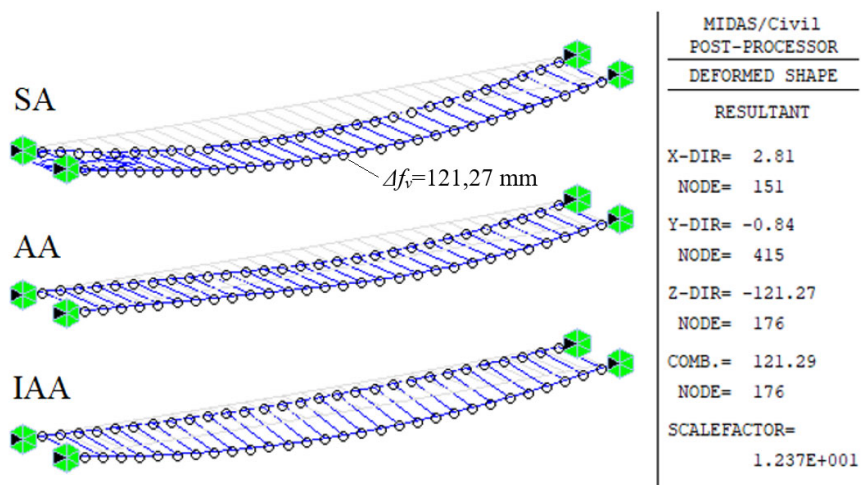
b,2	Metodika				Skaitinių tyrimų rezultatai											
	SA				SA				AA		IAA					
	L _v	Δf _v	σ _g	σ _{gv}	Δf _v	σ _g	SK	σ _{gv}	SK	Δf _{v1}	Δf _{v2}	SK	σ _{gv1}	σ _{gv2}	σ _{comb}	γ _k
m	mm	MPa	MPa	m	MPa	%	MPa	%	mm	mm	mm	%	MPa	MPa	MPa	
	k = 250															
30	120	808	840	120	808	0	840	0	74	32	90	-25	815	831	918	0,085
50	200			201	808	0	840	0	120	53	150	-25	814	831	882	0,048
	k = 365															
30	82	951	971	83	951	0	972	0	50	21	62	-24	955	966	1006	0,035
50	137			138	951	0	972	0	81	36	103	-25	955	966	993	0,022
	k = 485															
30	62	878	892	62	878	0	892	0	37	16	46	-26	881	889	908	0,018
50	103			103	878	0	893	0	61	27	77	-25	881	889	905	0,014

Laikančiųjų elementų apybrėža ir skerspjūvio parametrai parinkti pagal (2.1)–(2.16) išraiškas. 30 ir 50 metrų ilgio tarpatramiams atlikta geometriškai netiesinė skaitinė analizė taikant Midas Civil kompiuterinę programą (Newton – Raphson iteracijų metodu). Tyrimų metu gauti rezultatai pateikti 2.6 lentelėje.

Skaitiniai elementų modeliai tyrimų metu modeliuoti taikant strypinius baiginius elementus. Laikantieji lakštai modeliuose apjungti skersiniais strypiniais elementais kurių standumas atitinka gelžbetoninės pakloto plokštės standumą 1 m plotyje (2.15 pav.).

2.14 paveikslo b.1 variante pateikta lanksti, leidžianti pasisukti apie lokalią elemento z ašį jungtis. Konstrukcijos su tokiomis jungtimis yra nestabilios išilginės asimetrinės kintamosios apkrovos atveju. Varžtinėse b.1 tipo jungtyse rekomenduojama naudoti įtempiamus elementus.

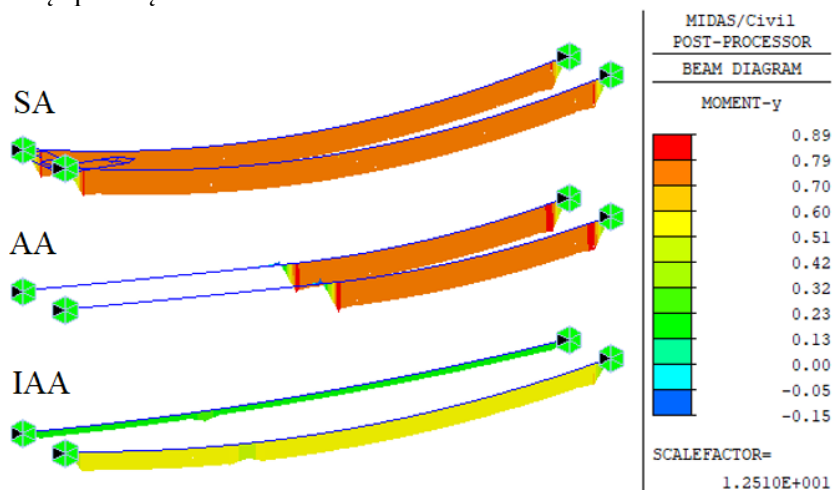
2.16–2.21 paveiksluose pateikta tilto, kurio ilgis 30 m elgsena, kai $k = 250$, $\gamma = 0,87$ ($t_0 = 200$ mm). 2.6 lentelėje matyti, kad pagal (2.11) formulę parinkus laikančiojo elemento skerspjūvio plotą, ašinio standumo pakanka asimetrinėms apkrovoms suvaldyti. Didžiausius konstrukcijos įlinkius sukelia simetrinė apkrova (SA) (2.16 pav.).



2.16 pav. Laikančiųjų elementų įlinkių diagramos, mm
Fig. 2.16. Displacement diagrams of bearing elements, mm

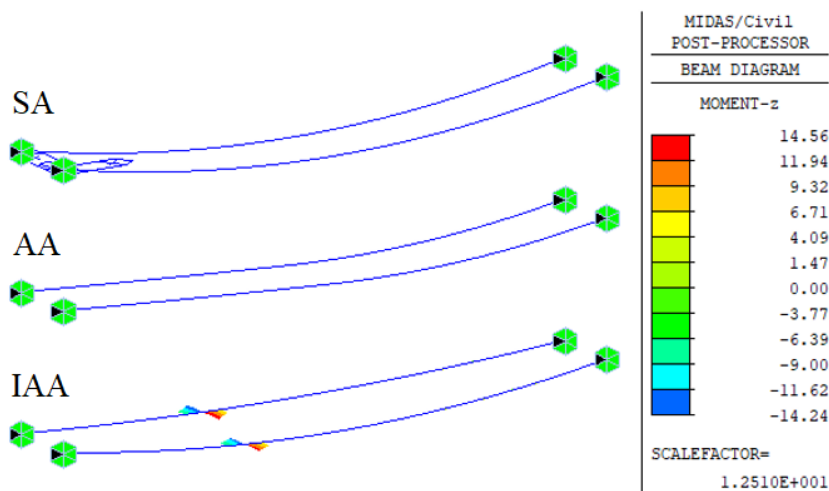
Tiriama konstrukcija turi labai mažą pradinį išvyrį f_g , įtakotą 4 % išilginio nuolydžio, siekiant nustatyti panaudojimo Lietuvos tiltų konstrukcijose galimybes. Mažo išvyrio kabamųjų vienajuočių konstrukcijų elgsena yra panaši į styginių elementų. Įtempti laikantieji elementai yra standesni, geba lokalizuoti kintamųjų apkrovų poveikius, tai atspindi elementų lenkimo momentų diagramos.

Lenkiamieji laikančiųjų elementų momentai M_y ir M_z pateikti 2.17 ir 2.18 paveiksluose. Veikiant nuolatinei apkrovai įtemptuose laikančiuose elementuose vyrauja ašiniai įtempiai. Kintamos apkrovos sukeltus lenkiamuosius poveikius įtempti elementai lokalizuoja, lenkiamieji poveikiai dingsta pašalinus kintamąją vertikalią apkrovą.



2.17 pav. Lenkimo momentų M_y diagramos, kNm

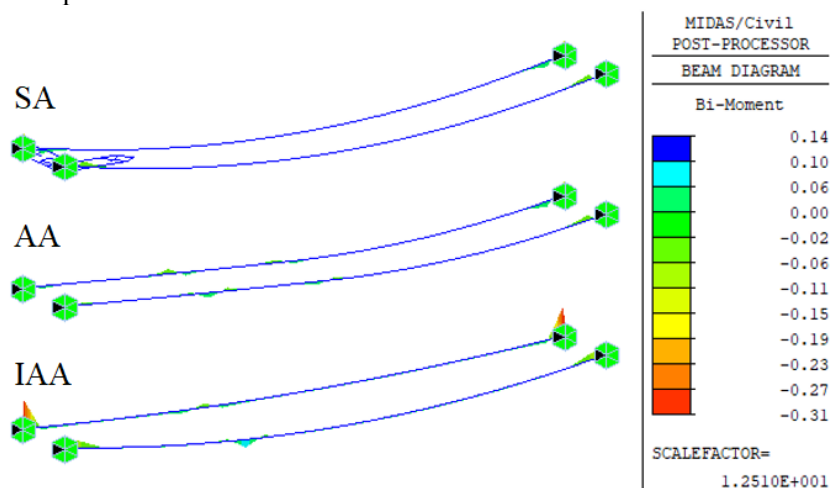
Fig. 2.17. Bending moments M_y diagrams, kNm



2.18 pav. Lenkimo momentų M_z diagramos, kNm

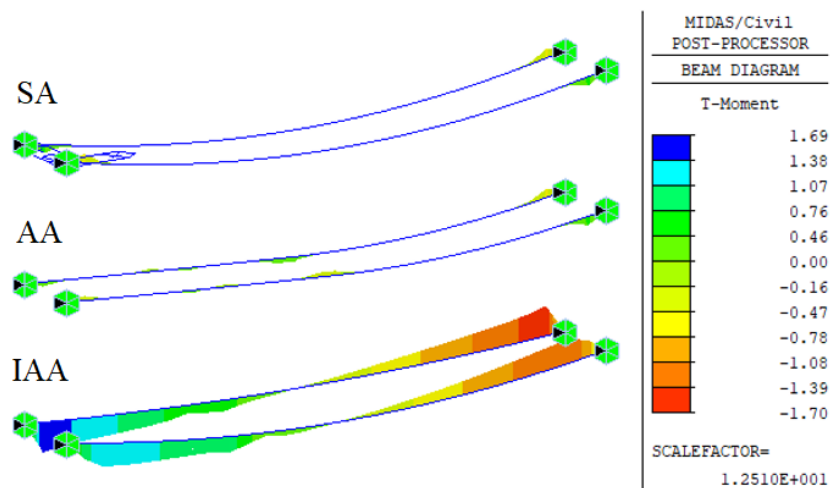
Fig. 2.18. Bending moments M_z diagrams, kNm

Išilginės asimetrinės vertikalios apkrovos įtakoti sukamieji ir skersiniai poveikiai sukelia lokalų laikančiųjų elementų lenkimą iš plokštumos (M_z) centrinėje tarpatramio dalyje. 2.18 pav. matyti, kad dėl atramų aukščių skirtumo lenkiamieji poveikiai pasislenka arčiau žemesnės atramos.



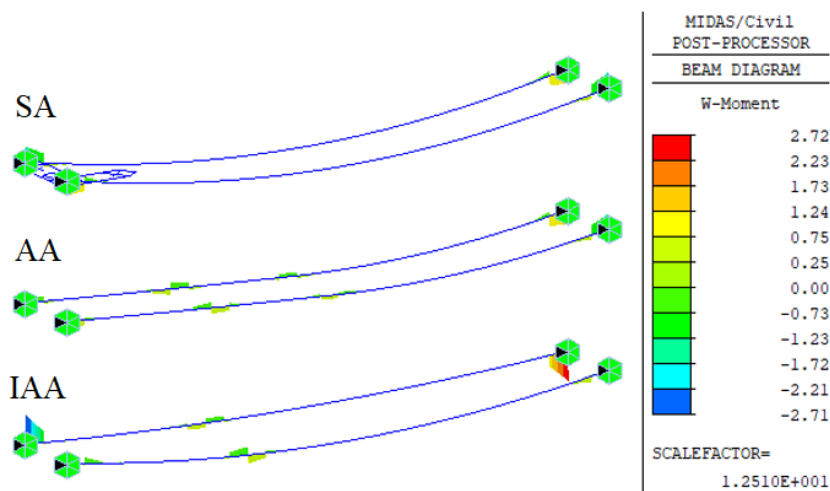
2.19 pav. Lenkimo momentų M_b diagramos, kNm

Fig. 2.19. Bending moments M_b diagrams, kNm



2.20 pav. Lenkimo momentų M_T diagramos, kNm

Fig. 2.20. Bending moments M_T diagrams, kNm



2.21 pav. Lenkimo momentų M_W diagramos, kNm

Fig. 2.21. Bending moments M_W diagrams, kNm

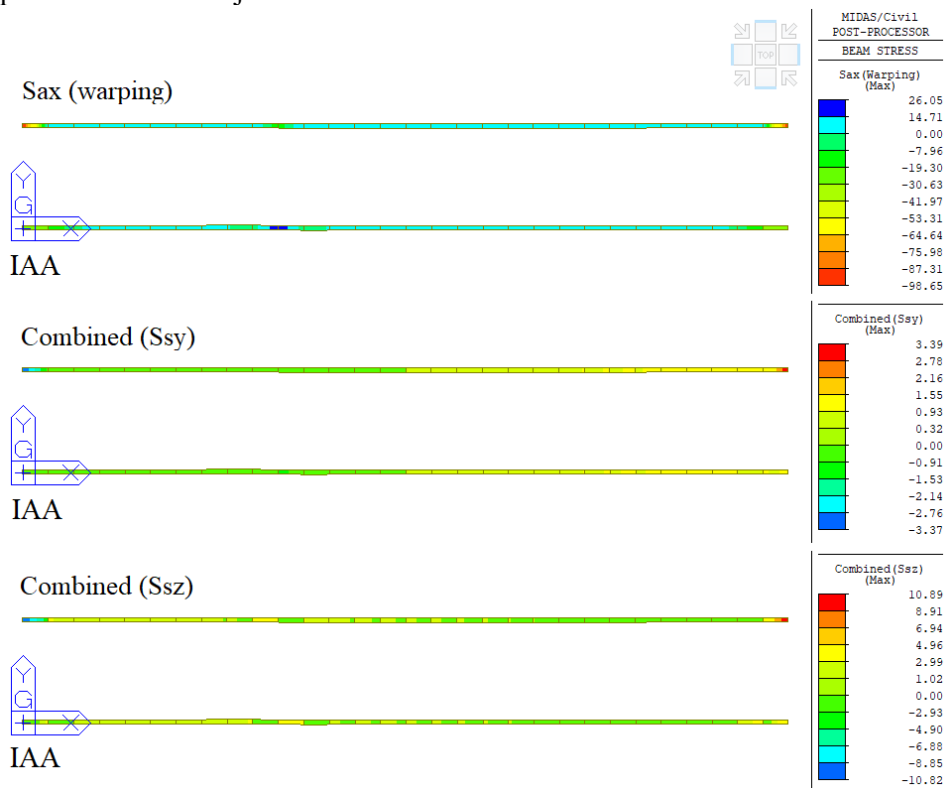
Pavojingiausias laikantiesiems elementams yra išilginis asimetrinis apkrovimas (IAA). Šio apkrovimo metu tilto skerspjūvis įlinksta ir pasisuka. Dėl skirtingų abiejų elementų išilginių deformacijų (IAA atveju), pakloto jungtys laikantiesiems elementams sukelia tangentinius poveikius, dėl kurių susidaro sukimo ir persimetimo efektas (angl. *warping*) (2.6 lentelė). Šis efektas sukelia papildomus įtempius laikantiesiems elementams (2.22 pav.). Tyrimų metu pastebėta, kad pakloto elementų standumas ir apkrovos paskirstymas elemente (įtvirtinimas) taip pat turi įtakos bendriesiems elemento įtempiams. Liauni pakloto elementai veikiami koncentruotų apkrovų įlinksta, o tai sukelia papildomą lokalų momentą pagrindiniuose laikančiuose elementuose (2.19 pav.). Šie poveikiai įtemptiems laikantiesiems elementams turi santykinai nedidelę įtaką, mažėja augant pakloto elemento svoriui, o tuo pačiu ir standumui.

Laikančiuose elementuose atsiranda:

- M_b (Bi-Moment) – pakloto elementų perduodamas momentas (2.19 pav.);
- M_T (T-Moment) – sukimo momentas (2.20 pav.);
- M_W (W-Moment) – sukimo ir persimetimo momentas (2.21 pav.).

Sukimo ir persimetimo efekto sukelti laikančiųjų elementų įtempiai pateikti 2.22 paveiksle. Matyti, jog šio efekto sukėti įtempiai koncentruojasi laikančiųjų elementų atraminėse dalyse. Bendrieji laikančiojo elemento lenkiamieji įtempiai metodikoje įvertinti koeficientu γ_k (2.14, 3.40 formulės). Koeficientas nusako suminių lenkiamųjų poveikių įtaką, kurie sudaro 1,4 – 8,5 % suminių kombinuotųjų normalinių įtempių skerspjūvyje (2.6 lentelė) taikant skirtingo deformatyvumo

(standumo) elementus. Rekomenduojamos ribinio įlinkio koeficiento reikšmės pateiktos 2.4 lentelėje.



2.22 pav. Įtempiai, MPa

Fig. 2.22. Stresses, MPa

Sax(warping) – ašiniai normaliniai įtempiai sukelti sukimo ir persimetimo;

Combined Ssy – tangentiniai įtempiai (τ_{xy}) sukelti skersinio bei sukamojo ir persimetimo momentų;

Combined Ssz – tangentiniai įtempiai (τ_{xz}) sukelti skersinio bei sukamojo ir persimetimo momentų.

Lenkiamuosius ir sukamuosius poveikius laikantiesiems elementams galima sumažinti taikant vientisą, išilginę ašinę jėgą perimančią tilto paklotą. Šiuo atveju reikia vertinti standžiam paklotui tenkančius lenkiamuosius ir sukamuosius poveikius (Straskys J. 2005, 2011).

2.6. Antrojo skyriaus išvados

1. Kabamosios tilto dalies įlinkiai ir įtempiai apskaičiuoti taikant pateiktas analitines išraiškas sutampa su geometriškai netiesinės skaitinės analizės rezultatais. Medžiagų sąnaudų atžvilgiu racionalu parinkti mažesnį ribinio įlinkio koeficientą k taikant didelio stiprio plienus arba kompozitines medžiagas.
2. Taikant skyriuje pateiktos metodikos analitines išraiškas galima apskaičiuoti kabamojo elemento įrąžas atsižvelgiant į ribines deformuotosios būsenos vertes bei minimalų atramos balno spindulį atsižvelgiant į medžiagos stiprumo savybes. Pateiktas analitines išraiškas galima naudoti kombinuotojo tilto arkinio balno parametrams apskaičiuoti.
3. Ašinės jėgos laikančiajame plieniniame lakšte yra ~50 % mažesnės nei taikant sunkųjį paklotą, įprastai naudojamą apgniuždytose gelžbetoninėse konstrukcijose. Plieninio lakšto konstrukcijas, kurių ribinio įlinkio koeficientas $k > 300$, galima taikyti santykinai nedideliuose tarpatramiuose (iki 40 metrų) arba kombinuotųjų tiltų konstrukcijose. Tarpatramį galima padidinti taikant storesnius nei 50 mm lakštus.
4. Pavojingiausias laikantiesiems elementams yra išilginis asimetrinis apkrovimas (IAA). Dėl skirtingų abiejų elementų išilginių deformacijų (IAA atveju), pakloto jungtys laikantiesiems elementams sukelia tangentinius poveikius, dėl kurių susidaro sukimo ir persimetimo efektas (angl. *warping*) (2.6 lentelė). Efektas mažėja augant tarpatramiui ir ašiniam standumui.
5. Veikiant nuolatinei apkrovai įtemptuose laikančiuose elementuose vyrauja ašiniai įtempiai. Vertikalios apkrovos sukeliamus lenkiamuosius poveikius įtempti elementai lokalizuoja, lenkiamieji poveikiai dingsta pašalinus kintamąją vertikaląją apkrovą.

Kombinuotojo tilto tyrimai

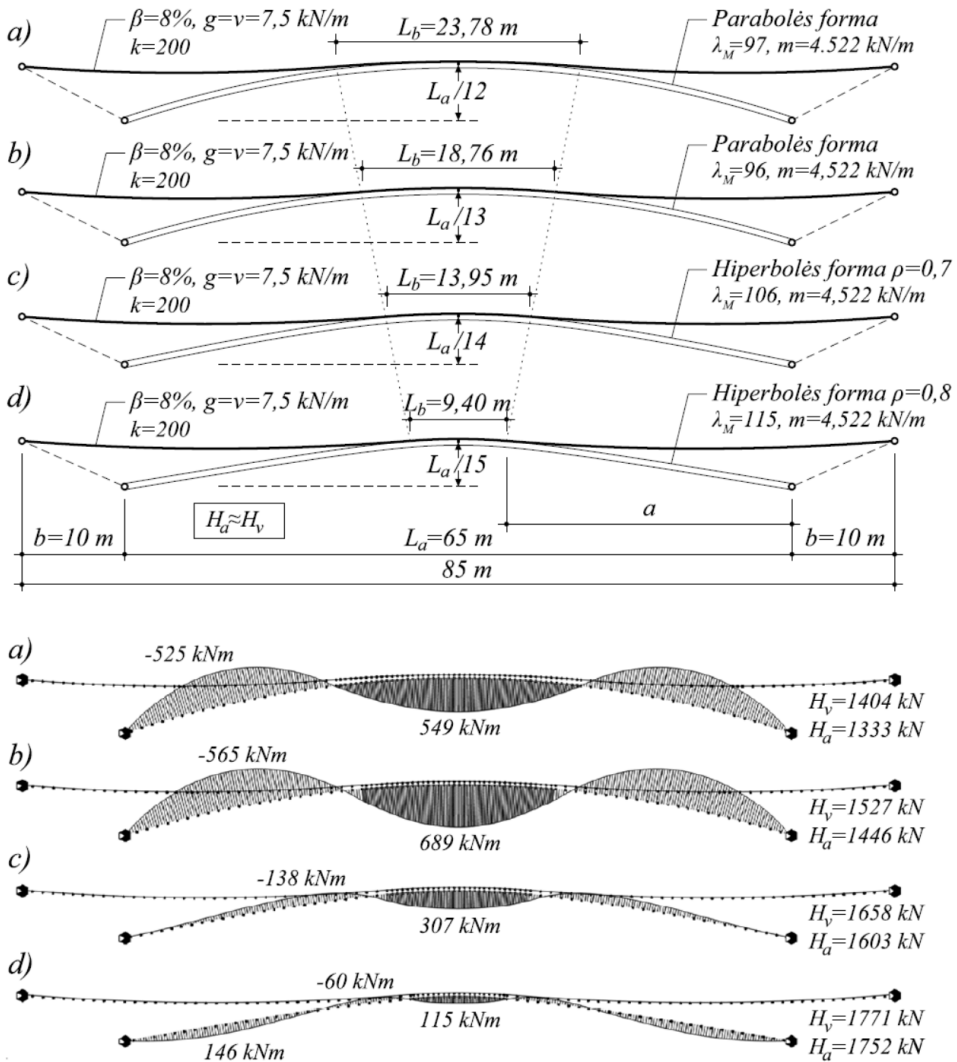
Skyriuje pateikta inžinerinė kombinuotojo tilto apkrovų ir geometrinių konstrukcinės schemos parametrų nustatymo metodika, atsižvelgiant į kabamojo elemento apkrovas ir standumą. Aprašytas kombinuotojo tilto arkos komponuojamasis geometrinis ilgis, kuriuo remiantis galima parinkti stabilaus plieninės arba plieno-betono arkos skerspjūvio geometrinius parametrus. Taikant metodikos analitines išraiškas nustatytas subalansuoto vienajusčio arkinio tilto atraminių reakcijų ir laikančiųjų plieninių elementų įtempių-deformacijų būvis kintant gravitacinėms modelio elementų masės (sunkio) ir vertikalioms tilto pakloto apkrovoms.

Skyriuje pateikti lengvojo pakloto kombinuotojo tilto konstrukcijos elgsenos tyrimai taikant baigtinių elementų metodą. Aptartas kombinuotojo tilto stabilumas, taikant skirtingas nuolatinių ir kintamųjų poveikių reikšmes, pateiktos rekomendacijos įrašų reguliavimui.

Skyriaus tema paskelbta publikacija (Karieta V. 2018).

3.1. Racionalios arkos formos paieška

Racionalios arkos formos paieškoje buvo tyrinėta 85 metrų ilgio lengva plieninė konstrukcija (3.1 pav.).



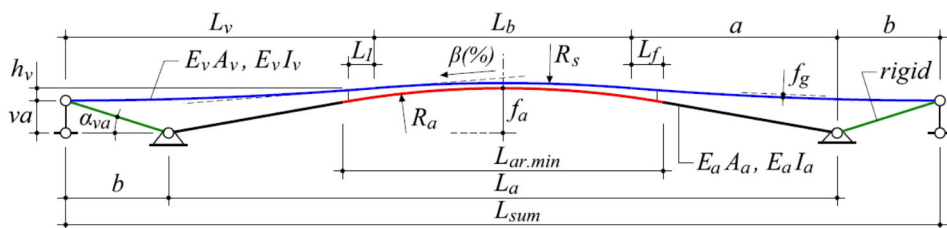
3.1 pav. Arkos formos įtaka konstrukcijos lenkimo momentams
Fig. 3.1. Influence of arch shape on bending moments of the structure

3.1 paveiksle pateikti parametrai: β – maksimalus einamosios tilto dalies nuolydis; k – ribinio įlinkio koeficientas; λ_M – sąlyginis arkos liaunis atsižvelgiant į lenkimo momentų diagramų pobūdį, kai skaičiuotinis ilgis $L_{eff} = \max(L_b, a)$.

Kai apkraunamos arkos dalies ilgis yra pakankamai didelis racionalu taikyti didesnio spindulio arkas, kurioms tinka parabolės kreivės apybrėža. Kai pagrindinės arkos apkrovos koncentruojamos centrinėje tilto dalyje, lenkimo momentų atžvilgiu racionalu taikyti hiperbolės apybrėžos kreives, kurių centrinės dalies spindulį galima reguliuoti. Hiperbolės kreivės apybrėža yra labai efektyvi kombinuotojo tilto forma, tačiau gamybinio požiūriu pakankamai sudėtinga. 3.1 paveiksle matyti, kad visais atvejais racionalu arkos kreivę formuoti balno zonoje (L_b), o kraštinės arkos dalis (a) tiesinti atsižvelgiant į lenkimo momentų diagramos pobūdį.

3.2. Pagrindiniai kombinuotojo tilto komponuojamieji parametrai

Skaičiuojamosios tilto schemas komponavimo pradžioje apibrėžiami tilto laivybos arba transporto gabaritai. Taip pat reikia vertinti arkos ir kabamojo elemento pamatų įrengimo galimybes bei nustatyti palankias vietas, atsižvelgiant į vietovės reljefą ir geologinę sandarą. Kuo didesnis horizontalus atstumas tarp arkinės ir kabamosios dalies pamatų – tuo mažesnės vertikalios jėgos veikia pamatus. Pagrindinę tilto geometriją apibrėžia pradiniai parametrai: L_{sum} , L_a , f_a , ir b . Pagrindiniai tilto skaičiuojamosios schemas parametrai pateikti 3.2 paveiksle.



3.2 pav. Pagrindiniai komponuojamieji kombinuotojo tilto skaičiuojamosios schemas parametrai

Fig. 3.2. The main parameters of the combined bridge scheme

Skaičiuojamosios schemas parinkimo pradžioje parenkamas kabamosios tilto dalies skerspjūvis pagal (2.1)–(2.16) formules ir 2.13 paveikslo grafiką.

Kombinuoto tilto konstrukcijos elgsena yra geometriškai netiesinė. Siekiant nustatyti racionalius komponuojamuosius geometrinius parametrus, kombinuotojo tilto geometrija komponuojama taikant charakteristines nuolatinės apkrovos. Arkos skerspjūvio laikomoji galia privalo būti tikrinama pagal saugos ribiniam būviui keliamus reikalavimus.

Pagrindiniai kombinuotojo tilto arkos geometrinės formos kintamieji yra arkinio balno ilgis L_b ir arkos skerspjūvis. Analitinių ir skaitinių komponuojamųjų parametru paieškos tyrimų metu nustatyta, jog siekiant subalansuoti skirtingo standumo kombinuotojo tilto konstrukcijas, racionalu taikyti sunkias arkas. Šio tipo tiltams labai tinka skliautinių arkų konstrukcijos. Tai atspindi ir įgyvendintų konstrukcijų pavyzdžiai.

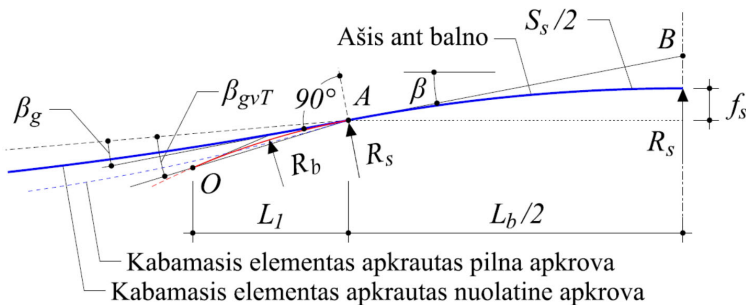
Taikant skyriuje pateiktą inžinerinę metodiką galima apskaičiuoti arkinės tilto dalies geometrijos parametrus, apytiksles arkos įrašas ir poslinkius, bei kombinuotojo tilto atramines reakcijas, kai arkinio balno ilgis L_b yra žinomas. Žinant geometrinius parametrus ir apytiksles įrašas galima vertinti arkos stabilumą ir parinkti norimą skaitinio modelio konstrukciją.

3.3. Arkinio balno parametrai

Komponuojant arkinę tilto dalį pirmiausia reikia nustatyti arkinio balno geometrinius parametrus (3.3 pav.).

Didžiausius kabamojo elemento įtempius balno zonoje (3.3 pav.) veikiant charakteristinėms apkrovoms galima apskaičiuoti pagal formulę (Schlaich M. et al. 2005):

$$\sigma_{Rbk} = \sigma_{Nk} + \sigma_{Mk}, \quad \sigma_{Mk} = E \cdot t_L / 2R_b. \quad (3.1)$$



3.3 pav. Pagrindiniai balno parametrai
Fig. 3.3. Parameters of the saddle

Įtempių pasiskirstymas laikančiajame kabamajame elemente atramos balno zonoje detalai aprašytas Goldack A. et al. 2016.

Žinant kabamojo elemento ašinę jėgą veikiant nuolatinei apkrovai galima apskaičiuoti temperatūrinį pokytį:

$$\Delta T_{gk} = \frac{-T_{gk}}{E_s \cdot A_{L.\min} \cdot \alpha_T}, \quad (3.2)$$

čia: E_s – kabamojo elemento medžiagos tamprumo modulis; α_T – kabamojo elemento medžiagos plėtimosi koeficientas; T_{gk} , $A_{L.\min}$ – apskaičiuojami pagal (2.5) ir (2.11) formules.

Kabamosios konstrukcijos elgsenai labai didelę reikšmę turi temperatūros poveikiai.

Neigiamos aplinkos temperatūros pokytis: $-\Delta T_{T1}$

Teigiamos aplinkos temperatūros pokytis: $+\Delta T_{T2}$

Apytikslis kabamojo elemento įsvyris veikiant teigiamos temperatūros poveikiui gali būti apskaičiuojamas taip:

$$f_{gvT2} \approx \left(\frac{f_{gvk} \cdot (\Delta T_{gk} + \Delta T_{T2})}{\Delta T_{gk}} \right) \cdot 1,02. \quad (3.3)$$

Apytikslis kabamosios konstrukcijos įsvyrio kampas (2.2 pav.):

$$\beta_{gvT2} \approx \frac{4 \cdot f_{gvT2}}{L_v}. \quad (3.4)$$

Labai svarbu parinkti tokius balno kraštinės dalies parametrus, kad statybos ir eksploatacijos metu kabamoji konstrukcija nepasiektų balno krašto. Tiesės tarp taškų O ir A ir jos horizontalios projekcijos L_1 ilgį (3.3 pav.) galima apskaičiuoti taip:

$$L_{OA} = 2R_b \cdot \sin(\beta_{gvT2} - \beta_{gk});$$

$$L_1 = L_{OA} \cdot \sin(90^\circ - \beta - \beta_{gvT2} - \beta_{gk}), \quad (3.5)$$

čia R_b – kraštinės balno dalies spindulys ($\geq R_{b.\min}$, pagal 16 formulę).

Apskritiminės kreivės OA geometrinis ilgis (3.3 pav.) visada didesnis už kabamosios konstrukcijos ilgį balno zonoje.

Centrinės balno dalies spindulys:

$$R_s = \frac{AB}{\operatorname{tg}(\beta)} - \frac{t_L}{2}; \quad AB = \frac{L_b}{2\cos(\beta)}. \quad (3.6)$$

Centrinės balno dalies ilgis (Walker J. et al., 2020):

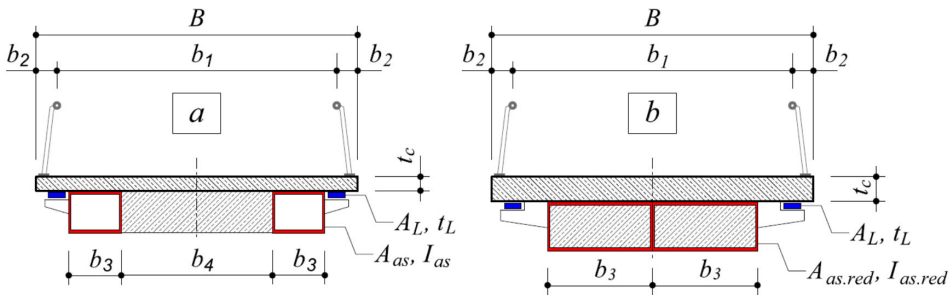
$$S_s = \frac{R_s \cdot \beta \cdot \pi}{90^\circ}. \quad (3.7)$$

Centrinės balno dalies pakyla:

$$f_s = R_s - \sqrt{R_s^2 - (0.5L_b)^2} . \quad (3.8)$$

3.4. Arkinės konstrukcijos geometriniai parametrai

Kombinuoto tilto arka yra ne tik kabamąją tilto dalį palaikanti konstrukcija, bet ir elementas, kurio pagalba galima subalansuoti tilto konstrukcijos atramines reakcijas. Lengvo pakloto pėsčiųjų tiltams pakanka plieninio arkos skerspjūvio. Siekiant sumažinti arkinio balno L_b ilgį, efektyvu didinti arkos svorį, šiuo atveju plieninį arkos skerspjūvį (3.4 pav. a) galima užpildyti betonu arba papildomai apkrauti arkos centrinę dalį (3.4 pav. b).

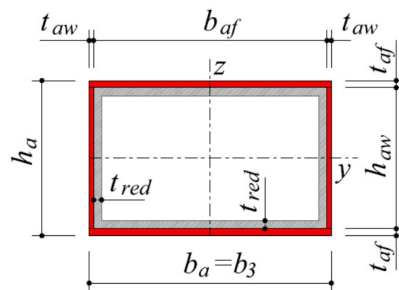


3.4 pav. Kombinuoto tilto centrinės dalies skerspjūviai:

a) atskirtų arkų; b) skliautinės arkos

Fig. 3.4. Cross-sections of the central part of the combined bridge:

(a) individual arches; (b) vaulted arc



3.5 pav. Tilto arkos skerspjūvis

Fig. 3.5. Cross-section of the arch

Sunkaus pakloto arba didelių tarpatramių tiltams efektyvu naudoti skliautines plienines arkas užpildytas betonu (3.4 pav. b), čia:

$B, b_1, b_2, t_c, A_L, t_L$ – kabamosios tilto dalies geometriniai parametrai (2.1 pav.);

b_3, b_a – arkos skerspjūvio plotis;

b_4 – papildomos arkos apkrovos plotis;

Plieno-betono arkos skerspjūvis pateiktas 3.5 pav.), čia:

$h_a, h_{aw}, b_{af}, t_{af}, t_{aw}$, – plieninės arkos skerspjūvio dalies parametrai;

A_{as} – plieninės arkos dalies skerspjūvio plotas;

I_{as} – plieninės arkos dalies skerspjūvio inercijos momentas;

$A_{as,red}$ – redukuoto į plieną kompozitinio skerspjūvio plotas;

$I_{as,red}$ – redukuoto į plieną kompozitinio skerspjūvio inercijos momentas;

t_{red} – redukuotos į plieną betoninės arkos dalies storis.

Redukuotos į plieną betoninės skerspjūvio dalies plotas:

$$A_{b,red} = h_{aw} \cdot b_{af} \cdot \frac{E_{c,eff}}{E_{as}}, \quad (3.9)$$

čia: $E_{c,eff}$ – betoninės dalies medžiagos tamprumo modulis vertinant trumpalaikius ir ilgalaikius poveikius; E_{as} – plieninės dalies medžiagos tamprumo modulis.

Smarkiai gniuždoma tilto arkos konstrukcija puikiai tinka kompozitinių plieno-betono skerspjūvių taikymui – užtikrina geras skerspjūvio darbo sąlygas, mažesnės plieno sąnaudos, plieninė dalis apsaugoma nuo korozijos iš vidinės pusės, didesnio atsparumo skerspjūvis. Taikant šiuolaikines technologijas galima minimizuoti betono traukumo įtaką skerspjūviui. Didelių ašinių jėgų veikiamoms konstrukcijoms rekomenduojama taikyti stipraus betono mišinius.

Redukuotas į plieną betonas gali būti tolygiai paskirstytas skerspjūvio viduje šalia plieninės skerspjūvio dalies. Šiuo atveju redukuoto į plieną betono skerspjūvio sienelės storis:

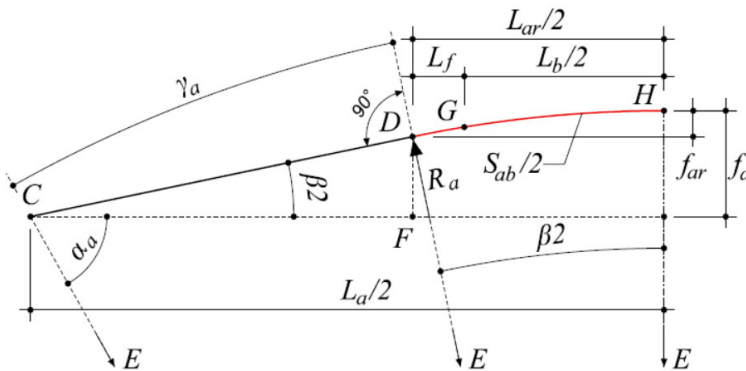
$$t_{red} = \frac{-(-2(h_{aw} + b_{af})) - \sqrt{(-2(h_{aw} + b_{af}))^2 - 16 \cdot A_{b,red}}}{8}. \quad (3.10)$$

Žinant redukuotos sienelės storį galima apskaičiuoti visus reikalingus redukuoto plieninio skerspjūvio geometrinius rodiklius ir atlikti laikomosios galios patikrą pagal EN 1993, EN 1994 keliamus reikalavimus.

Komponuojant arkos skerspjūvį svarbu tinkamai įvertinti temperatūros poveikį. Plieno plėtimosi koeficientas yra šiek tiek didesnis nei betono, tad jautriau į temperatūros poveikius reaguoja plieninė skerspjūvio dalis. Dėl plėtimosi koeficientų skirtumo betoninė arkos dalis daro teigiamą poveikį – varžo temperatūrines

skerspjūvio deformacijas. Veikiant neigiamai temperatūrai betoninė skerspjūvio dalis yra šiek tiek apgniuždoma, nes neleidžia plienui deformuotis tiek kiek jis norėtų. Veikiant teigiamai temperatūrai plieninė dalis nukrauna dalį betoninės dalies gniuždymo įtempių, tačiau skerspjūvis išlieka kompozitinis dėl nuolatinio išorinės apkrovos gniuždymo poveikio. Kompozitinių medžiagų arkoms racionalu taikyti mažo temperatūrinio plėtimosi ir didelio gniuždomojo stiprio užpildus. Bendroju atveju vertinant temperatūrinius poveikius reiktų atsižvelgti kuri skerspjūvio dalis daro didesnę įtaką bendrosioms konstrukcijos deformacijoms.

Žinant arkos balno ilgį L_b galima nustatyti racionalius kombinuotojo tilto geometrinius parametrus. Komponuojant tilto arkos skaičiuojamosios schemos geometrinius parametrus labai svarbu parinkti racionalų centrinės dalies spindulį R_a . Centrinės dalies spinduliu galima reguliuoti lenktosios arkos dalies ilgį bei lenkimo momentų pasiskirstymą tilto arkoje. Lenkimo momentus taip galima reguliuoti formuojant statybinę pakylą neapkrautoje arkos dalyje. Rekomenduojama minimali lenktosios arkos dalies reikšmė pateikta (3.12) formulėje.



3.6 pav. Tilto arkos apybrėžos geometriniai parametrai

Fig. 3.6. Geometrical parameters of the arch

Tilto arkos apybrėžos geometriniai parametrai pateikti 3.6 paveiksle. Minimali kraštinio lenktos arkos dalies ilgio L_f reikšmė gali būti pasirenkama laisvai, rekomenduojama reikšmė:

$$L_{f.min} = L_1 + 500 \text{ mm}, \quad (3.11)$$

čia L_1 – balno kraštinės dalies ilgis, apskaičiuojamas pagal (3.5) formulę.

Arkų lenktos dalies ilgis:

$$L_{ar} = 2R_a \cdot \sin(\beta_2) \geq L_{ar.min} = L_b + 2L_{f.min}; \quad (3.12)$$

$$L_f = 0,5(L_{ar} - L_b),$$

čia R_a – pasirenkama arkos spindulio reikšmė.

Arkos lenktos dalies pakyla:

$$f_{ar} = R_a - \sqrt{R_a^2 - (R_a \cdot \sin(\beta_2))^2}. \quad (3.13)$$

Arkos geometriniai parametrai:

$$CE = \sqrt{(R_a - f_a)^2 + (0,5L_a)^2}; \quad CD = \sqrt{CE^2 + R_a^2}; \quad (3.14)$$

$$CF = CD \cdot \cos(\beta_2); \quad DF = CD \cdot \sin(\beta_2).$$

Arkos geometrijos kampai:

$$\alpha_a = a \tan\left(\frac{R_a - f_a}{0,5L_a}\right); \quad \gamma_a = a \tan\left(\frac{CD}{R_a}\right); \quad \beta_2 = 90^\circ - \alpha_a - \gamma_a. \quad (3.15)$$

Arkos lenktos dalies geometrinis ilgis (Walker J. et al. 2020):

$$S_{ar} = \frac{R_a \cdot \beta_2 \cdot \pi}{90^\circ}. \quad (3.16)$$

Arkos geometrinis ilgis:

$$S_a = S_{ar} + 2CD. \quad (3.17)$$

3.5. Arkos apkrovos ir įrašos

Žinant kabamosios dalies įrašas galima apskaičiuoti apkrovas, tenkančias tilto arkai. Pagrindinės apkrovos tenkančios tilto arkai: arkos savasis svoris (g_a), tilto pakloto elementų savasis svoris (g_k), papildoma konstrukcinė (papildomų balno elementų, turėklų, jungčių) apkrova (g_b) ir kabamosios tilto dalies slėgis į arką (r_g , r_{gv}).

Arkos savojo svorio apkrova:

$$g_a = A_{as} \cdot \rho_{as} + h_{aw} \cdot b_{af} \cdot \rho_{ac}, \quad (3.18)$$

čia: ρ_{as} , ρ_{ac} – arkos plieninės ir betoninės dalies medžiagų tankiai. Skaičiuojant plieninį skerspjūvį formulėje (3.18) betono dalis ($h_{aw} \cdot b_{af} \cdot \rho_{ac}$) nevertinama.

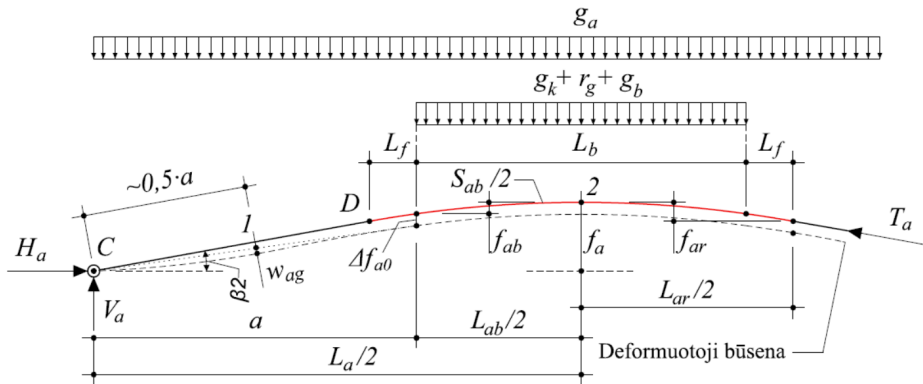
Kabamosios tilto dalies slėgis tenkantis arkai veikiant nuolatinėms apkrovoms:

$$r_g = \frac{2T_g \cdot \sin(\beta_g)}{S_s}. \quad (3.19)$$

Kabamosios tilto dalies slėgis tenkantis arkai veikiant nuolatinėms ir kintamosioms apkrovoms:

$$r_{gv} = \frac{2T_{gv} \cdot \sin(\beta_{gv})}{S_s}. \quad (3.20)$$

Komponuojamųjų SKK racionalių parametų ($H_a = H_v$) paieškos metu nustatyta, kad tilto arkos elgsena yra geometriškai netiesinė. Tyrimų metu skaitiniais metodais nustatytos įrašos ir poslinkiai lyginti su konstrukcijų mechanikoje ir inžinerijoje taikomų analitinių tiesinės elgsenos skaičiavimų rezultatais. Tiesinės elgsenos analitinės išraiškas siekta papildyti ir pritaikyti kombinuotojo tilto arkos įrašoms ir atraminėms reakcijoms apskaičiuoti. Pagrindinis tyrimų uždavinys – parengti nesudėtingą kombinuotojo tilto arkos apytikslių įrašų ir poslinkių apskaičiavimo metodiką, panaudojant klasikinius arkų skaičiavimo principus ir formules.



3.7 pav. Arkos geometriniai parametrai ir nuolatinės apkrovos
Fig. 3.7. Permanent loads and the geometrical parameters of an arch

Tilto arkos poslinkiams didelę įtaką turi apkrovų paskirstymas arkoje. Arkos poslinkiai nėra vienodi centrinėje ir kraštinėje dalyje. Didelę įtaką poslinkiams turi savasis konstrukcijos svoris ir skerspjūvio standumas. Geometriškai netiesinės skaitinės analizės metu tyrinėtos skirtingų pakylų, standumo, svorio ir apkrovų arkos, kurių apybrėža pateikta 3.6 paveiksle. Arkos centrinės dalies poslinkiams didelę įtaką turi paskirstytos apkrovos ilgis bei arkos standumas. Skaitinių tyrimų metu nustatyta, kad poslinkiai arkos balno krašte ir centrinėje dalyje yra

panašūs. Inžinerinėje metodikoje daroma prielaida, kad poslinkiai lenktojoje arkos dalyje yra lygūs arkos centro poslinkiui (3.7 pav.).

Arkos apkrovos ir apytikslė deformuotoji būseną pateikta 3.7 pav. Veikiama išorinių poveikių arka yra gniuždoma. Dėl šio poveikio arkoje vyksta tamprios deformacijos dėl kurių ji sutrumpėja ir pasislenka dydžiu Δf_{a0} . Darant prielaidą, jog arkos vertikalūs poslinkis yra santykinai mažas ir praktiškai neįtakoja arkos ašies kampo su horizontale β_2 (3.8 pav.), apytikslį vertikalų poslinkį galima apskaičiuoti nustačius pradinę ašinę jėgą arkoje.

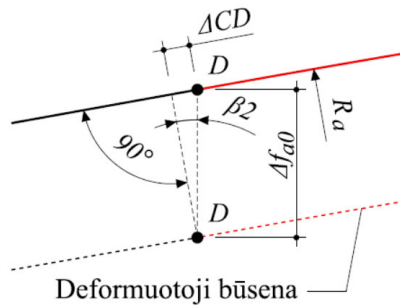


Fig. 3.8. Scheme of approximate displacement of the arch

Vertikali arkos atraminė reakcija veikiant nuolatinėms apkrovoms:

$$V_{ag} = \frac{g_a \cdot S_a}{2} + \frac{(r_g + g_k + g_b) \cdot S_s}{2}. \quad (3.21)$$

Lenkimo momentas sijoje atitinkančioje arkos tarpatramį ir apkrovas (tarpatramio viduryje):

$$M_{S2,g} \approx V_{ag} \cdot \frac{L_a}{2} - g_a \cdot \frac{L_a^2}{8} - (r_g + g_k + g_b) \cdot \frac{L_b^2}{8}. \quad (3.22)$$

Apytikslė pradinė arkos ašinė jėga vertikaliam poslinkiui nustatyti:

$$T_{0.g} \approx \frac{M_{S2.g}}{f_a \cdot \cos(\beta_2)}. \quad (3.23)$$

Apytikslis arkos sutrumpėjimas veikiant nuolatinei apkrovai:

$$\Delta CD_g \approx \frac{T_{0.g} \cdot S_a}{2E_{as} \cdot (A_{as} + A_{b,red})}. \quad (3.24)$$

Skaičiuojant plieninį skerspjūvį formulėje (3.24) betono dalis $A_{b.red}$ nevertinama. Apytikslis vertikalus arkos poslinkis veikiant nuolatinei apkrovai (3.8 pav.):

$$\Delta f_{a0.g} \approx \frac{\Delta CD_g}{\sin(\beta/2)}. \quad (3.25)$$

Neapkrautoji arkos dalis veikiamą arkos savojo svorio papildomai įlinksta dydžiu w_{ag} . Apytikslis neapkrautosios arkos dalies įlinkis gali būti apskaičiuojamas remiantis viename gale standžiai įtvirtintos sijos pavyzdžiu (Mikhelson I. 2004):

$$w_{ag} \approx \frac{1}{185} \cdot \frac{g_a \cdot (CD + L_f)^4}{E_{as} \cdot I_{y.red}}. \quad (3.26)$$

Žinant arkos poslinkius galima nustatyti apytikslę horizontalią reakciją veikiant nuolatinėms apkrovoms. Apytikslę horizontalią arkos reakciją galima apskaičiuoti taikant sijnę analogiją, kai arkos lenkiamasis momentas apskaičiuojamas kaip analogiškai sijai, atsižvelgiant į arkos vertikalų poslinkį ir lenkiamąjį standumą:

$$H_{a.g} \cong \frac{M_{S2.g}}{f_a} + \frac{48}{5} \cdot \frac{E_{as} \cdot I_{y.red} \cdot (\Delta f_{a0.g} + 1,5w_{ag})}{L_a^2 \cdot f_a}. \quad (3.27a)$$

Apytikslė ašinė jėga veikiant nuolatinėms apkrovoms:

$$T_{a.g} \cong \frac{H_{a.g}}{\cos(\beta/2)}. \quad (3.27)$$

Apytikslis arkos lenkimo momentas pjūvyje „1“ (3.7 pav.):

$$M_{1.g} \approx M_{S1.g} - H_{a.g} \cdot (0,5a \cdot \sin(\beta/2)) + T_{a.g} \cdot w_{ag}, \quad (3.28)$$

čia: $M_{S1.g} = V_{ag} \cdot \frac{a}{2} - g_a \cdot \frac{a^2}{8}.$

Apytikslis arkos lenkimo momentas pjūvyje „2“ (3.7 pav.):

$$M_{2.g} \approx M_{S2.g} - H_{a.g} \cdot f_a - T_{a.g} \cdot (\Delta f_{a0.g}). \quad (3.29)$$

Pastaba: kai balno ilgis $L_b > 0,5L_a$, rekomenduojama formulėje taikyti $+T_{a.g}(0,53\Delta f_{a0.g})$ ir $+T_{a.gv}(0,2\Delta f_{a0.gv})$ reikšmes (3.9 – 3.12 pav.).

Arkinės tilto dalies įrašos veikiant pilnai (nuolatinei ir kintamai) apkrovai nustatomos analogiškai kaip ir veikiant nuolatinėms apkrovoms, tik formulėse reikia įvertinti kabamosios tilto dalies slėgio reikšmę veikiant pilnai apkrovai (r_{gv}).

Taip pat arkos apkrovas reikia papildyti kintamosios apkrovos poveikiu v_k . Arkos įrašos veikiant pilnam apkrovimui apskaičiuojamos pagal (3.21)–(3.29) formules, perskaičiuojant ΔCD ir Δf_{a0} pagal žemiau pateiktas formules. Apytikslis arkos sutrumpėjimas veikiant pilnai apkrovai:

$$\Delta CD_{gv} \approx \frac{(T_{0,gv} - T_{0,g}) \cdot S_a}{2E_{as} \cdot (A_{as} + A_{b,red})}. \quad (3.30)$$

Apytikslis vertikalus arkos poslinkis veikiant pilnai apkrovai:

$$\Delta f_{a0,gv} \approx \frac{\Delta CD_g + \Delta CD_{gv}}{\sin(\beta_2)}. \quad (3.31)$$

3.6. Arkos skaitinis modeliavimas

Taikant (2.1)–(3.31) formules nustatyti kombinuoto tilto skaičiuojamosios schemos parametrai, kai arkos ir kabamosios dalies horizontalios atraminės reakcijos lygios. Laikančiųjų elementų medžiagų tamprumo moduliai: $E_{as} = 210$ GPa; $E_{c,eff} = 35$ GPa; $E_s = 195$ GPa. Einamosios tilto dalies išilginio nuolydžio reikšmė $i = 4$ %. Skaitinės analizės metu arkai parinktas kompozitinis plieno-betono skerspjuvis. Plieninės dalies skerspjuvis yra trečios klasės ($t_{af} = b_3/42\varepsilon_{as}$; $t_{av} = h_a/42\varepsilon_{as}$) pagal LST EN 1993-1-1. Atlikta geometriškai netiesinė Midas Civil kompiuterine programa taikant Newton-Raphson iteracijų metodą (Maghami A. et al. 2019)). Laikančiųjų elementų apkrovos ir geometriniai parametrai pateikti 3.1, 3.2, 3.3 lentelėse.

3.1 lentelė. Laikančiųjų elementų apkrovos

Table 3.1. Loads of the bearing elements

Var.	t_0 , mm	g_k , kNm	v_k , kN/m	r_g , kN/m	r_{gv} , kN/m	g_a , kN/m	g_b , kN/m
a)	400	23	10	13,35	19,17	45	19,11
b)	300	17,25	19	15,57	24,60	45	19,11

3.2 lentelė. Kabamosios tilto dalies parametrai

Table 3.2. Parameters of the stressed ribbon

Var.	k	L_v , m	f_g , mm	Δf_v , mm	h_v , mm	γ	t_L , mm	b_L , mm	$R_{b,min}$, m	t_c , mm
a)	485	27,000	134,9	55,7	540	0,43	80	238	82,59	375
b)	370	32,335	161,5	87,4	647	0,58	80	249	32,64	273

3.3 lentelė. Arkinės tilto dalies parametrai**Table 3.3.** Parameters of an arch

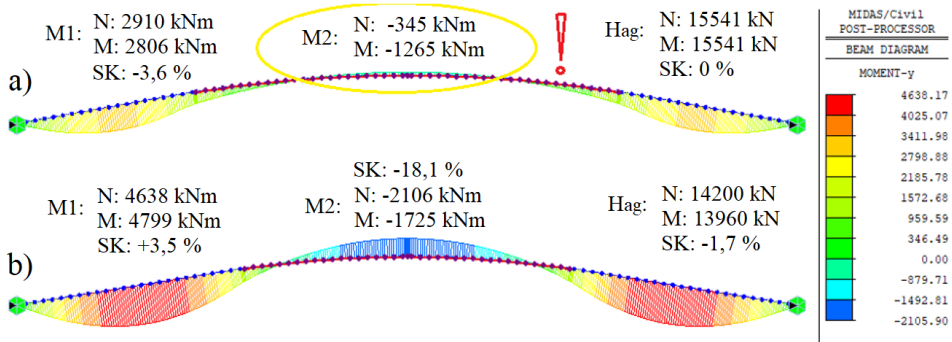
Var.	L_a m	f_a m	L_b m	L_1 m	L_f m	L_{ar} m	f_{ar} m	R_a m	h_a	b_3 m	f_s mm
a)	86	$L_a/16$	46,50	2,06	2,585	51,671	2,298	146,4	$L_a/90$	1,5	465
b)	86	$L_a/16$	35,83	1,05	1,547	38,925	1,565	121,8	$L_a/90$	1,5	358

Pavienės arkos lenkimo momentų reikšmės pateiktos 3.9–3.10 paveiksluose. Kombinuoto tilto konstrukcijų lenkimo momentų reikšmės pateiktos 3.11–3.12 paveiksluose. Tyrimų tikslas – palyginti rezultatus apskaičiuotus taikant inžinerinę metodiką su rezultatais nustatytais taikant geometriškai netiesinę analizę. Tyrimų metu vertintos skirtingai apkrautos pavienės tilto arkos klupumo formos, įrašų reguliavimo galimybės.

Pavienės arkos ir kombinuoto tilto konstrukcijų lenkimo momentų ir horizontalių reakcijų palyginimas pateiktas 3.9–3.10 ir 3.11–3.12 paveiksluose.

Paveiksluose matyti, kad centrinės arkos dalies lenkimo momentų rezultatai nesutampa, kai arkos balno ilgis $L_b > 0,5L_a$. Rezultatų nesutapimą lemia geometriškai netiesinė arkos elgsena. Esant dideliems arkų balnų ilgiams ($>0,5L_a$) netiesiškumas, kurį sukelia papildomi arkos centrinės dalies įlinkiai veikiant išorinei apkrovai, auga. Inžinerinė metodika neapima šių poslinkių kaitos netiesiškumo, tad lenkimo momentų reikšmės šiose atvejuose nesutampa. Paveiksluose 3.9 – 3.12 pateikti papildomi lenkiamieji poveikiai, kurie susidaro vystantis arkos centrinės dalies įlinkiui, kai $L_b > 0,5L_a$.

$$\text{kai } +T_{ag}(0,53 \cdot \Delta f_{a0,g}) = -349 \text{ kNm}$$

**3.9 pav.** Pavienės arkos lenkiamieji momentai veikiant nuolatinei apkrovai:

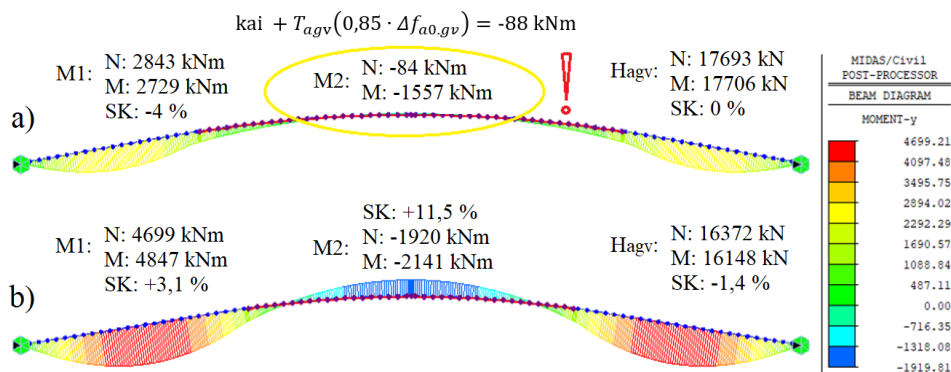
N – skaitinės analizės rezultatai; M – inžinerinės metodikos rezultatai;

a) $t_0 = 400$ mm, $k = 485$; b) $t_0 = 300$ mm, $k = 370$

Fig. 3.9. The bending moments of the separate arch under permanent load:

N – results of numerical analysis; M – results of engineering methodology;

a) $t_0 = 400$ mm, $k = 485$; b) $t_0 = 300$ mm, $k = 370$



3.10 pav. Arkos lenkiamieji momentai veikiant pilnai apkrovai:

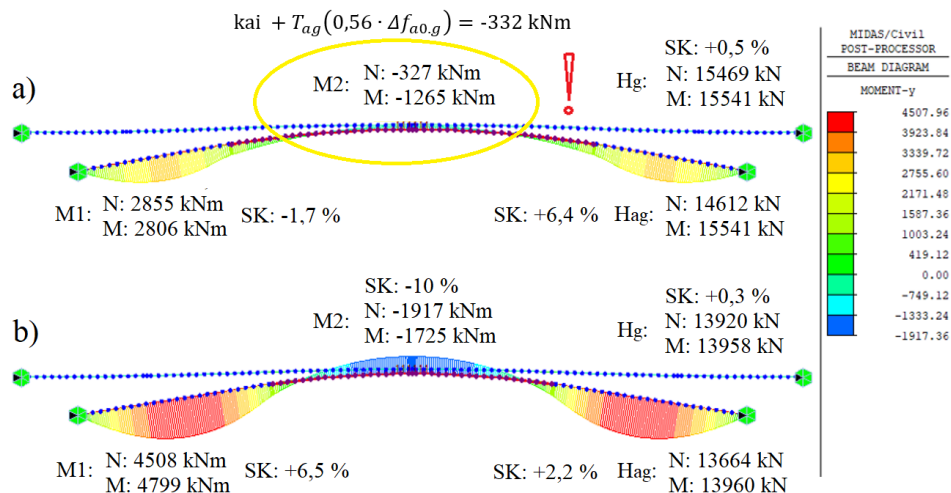
N – skaitinės analizės rezultatai; M – inžinerinės metodikos rezultatai;

a) $t_0 = 400 \text{ mm}$, $k = 485$; b) $t_0 = 300 \text{ mm}$, $k = 370$

Fig. 3.10. The bending moments of the arch under full load:

N – results of numerical analysis; M – results of engineering methodology;

a) $t_0 = 400 \text{ mm}$, $k = 485$; b) $t_0 = 300 \text{ mm}$, $k = 370$



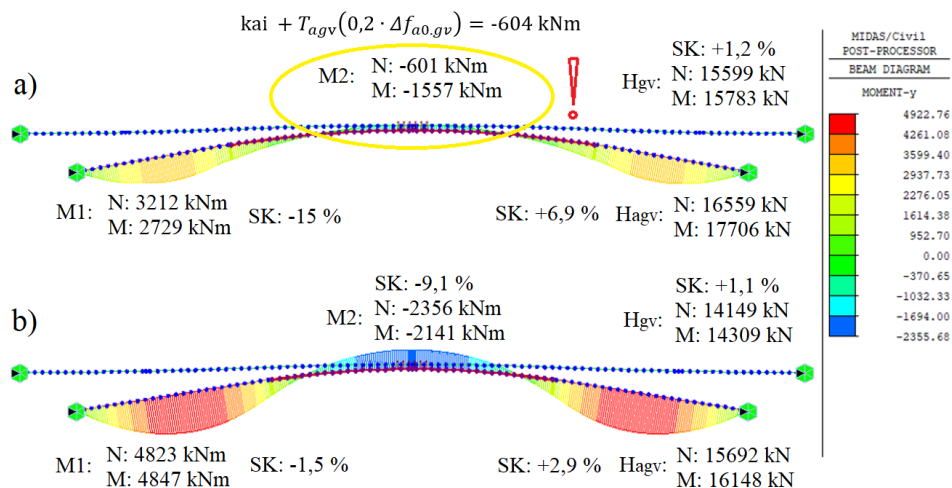
3.11 pav. Kombinuoto tilto konstrukcijų lenkiamieji momentai veikiant nuolatinei apkrovai: N – skaitinės analizės rezultatai; M – inžinerinės metodikos rezultatai;

a) $t_0 = 400 \text{ mm}$, $k = 485$; b) $t_0 = 300 \text{ mm}$, $k = 370$

Fig. 3.11. The bending moments of the combined bridge arch under permanent load:

N – results of numerical analysis; M – results of engineering methodology;

a) $t_0 = 400 \text{ mm}$, $k = 485$; b) $t_0 = 300 \text{ mm}$, $k = 370$



3.12 pav. Kombinuoto tilto konstrukcijų lenkiamieji momentai veikiant pilnai apkrovai:

N – skaitinės analizės rezultatai; M – inžinerinės metodikos rezultatai;

a) $t_0 = 400 \text{ mm}$, $k = 485$; b) $t_0 = 300 \text{ mm}$, $k = 370$

Fig. 3.12. The bending moments of the combined bridge arch under full load:

N – results of numerical analysis; M – results of engineering methodology;

a) $t_0 = 400 \text{ mm}$, $k = 485$; b) $t_0 = 300 \text{ mm}$, $k = 370$

Bet kokių atveju, aptariamų lenkimo momentų reikšmės yra ženkliai mažesnės už didžiausius susidarantių lenkimo momentus, remiantis kuriais komponuojamas arkos skerspjūvis.

Bendras rezultatų gautų taikant analitines išraiškas ir BEM pobūdis yra panašus. Didžiausi analitinių ir skaitinių rezultatų skirtumai (3.9–3.12 pav.):

Horizontalių reakcijų SK +6,9 %;

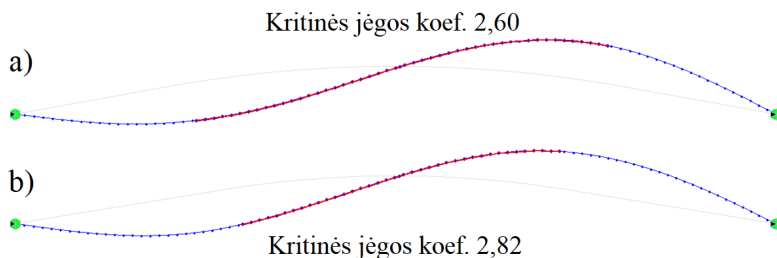
Pagrindinių lenkimo momentų M1 SK -15 %;

Lenkimo momentų centre M2 SK -18,1 %.

BEM metodu nustatyta, kad arka ($L_a/16$) stabilumą praranda sinusoidės forma (3.13 pav.).

Vertinant kombinuotojo tilto arkos pastovumą ir parenkant pirminį skerspjūvį rekomenduojama arkos skaičiuojamąjį ilgį priimti lygų pusei arkos tarpatramio, vertinant įtvirtinimo sąlygas pagal LST EN 1993-2. Kritinės jėgos koeficientas nusako kiek kartų reikia padidinti apkrovą, kad konstrukcija prarastų stabilumą.

Vertinant kombinuotojo tilto arkos pastovumą ir parenkant pirminį skerspjūvį rekomenduojama arkos skaičiuojamąjį ilgį priimti ne mažesnę kaip pusę arkos tarpatramio vertinant įtvirtinimo sąlygas pagal LST EN 1993-2. Kritinės jėgos koeficientas nusako kiek kartų reikia padidinti apkrovą, kad konstrukcija prarastų stabilumą.

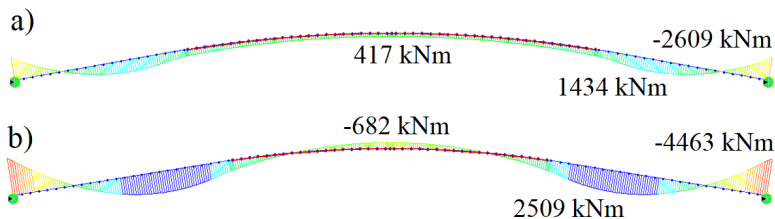


3.13 pav. Pirmoji klupumo forma: a) $t_0 = 400$ mm, $k = 485$; b) $t_0 = 300$ mm, $k = 370$
Fig. 3.13. The first buckling mode: a) $t_0 = 400$ mm, $k = 485$; b) $t_0 = 300$ mm, $k = 370$

Statybos technologijos aspektu šio tilto konstrukcijoms palankios yra dviejų lankstų arkos. Esant poreikiui kombinuotojo tilto arkos po sumontavimo galima padidinti suvaržant įtvirtinimo sąlygas. Vertinti įtvirtinimo sąlygų įtaką ir atraminio mazgo standumą galima skaitinio modelio atramoms parenkant ekscentricitetą:

$$e_a = M_{1,g} / T_{ag}. \quad (3.32)$$

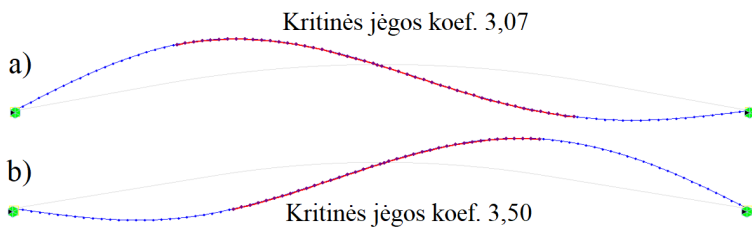
Lenkimo momentų diagramos pritaikius ekscentricitetą pateiktos 3.14 paveiksle.



3.14 pav. Lenkimo momentai arkose veikiant nuolatinėms apkrovoms, pritaikius atraminį ekscentricitetą: a) $e_a = 175$ mm; b) $e_a = 351$ mm

Fig. 3.14. Bending moments in arches under constant loads after application of support eccentricity: a) $e_a = 175$ mm; b) $e_a = 351$ mm

Suteikus atramai ekscentricitetą galima reguliuoti įrašas arkoje, taip vertinant atraminio įtvirtinimo standumo įtaką parenkant jungties tipą. Pakeitus įtvirtinimo sąlygas arkos stabilumas auga, tai matyti 3.15 paveiksle. Kritinės jėgos koeficientą galima padidinti ~20 %.



3.15 pav. Pirmoji klupumo forma: a) $e_a = 175$ mm; b) $e_a = 351$ mm

Fig. 3.15. The first buckling mode: a) $e_a = 175$ mm; b) $e_a = 351$ mm.

Siekiant subalansuoti kabamųjų-arkinį tiltų konstrukcijas racionalu taikyti mažų pakylų arkas $(1/15-1/16)L_a$. Mažų pakylų arkos yra jautrios temperatūros poveikiams, todėl tikrinant arkos stabilumą privaloma šiuos poveikius vertinti.

3.7. Konstrukcijos komponavimo metodika

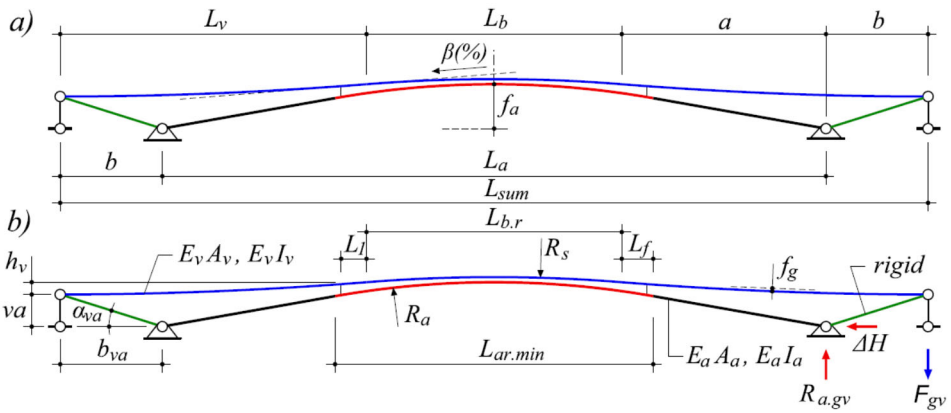
Geometriniai tilto parametrai nustatomi taikant charakteringas nuolatinės apkrovas. Inžinerinė metodika skirta skaitmeninio tilto modelio geometrijos ir laikančiųjų elementų skerspjūvių parinkimui. Metodika apima tik vertikalias nuolatinės ir kintamąsias apkrovas. Komponavimo pradžioje apibrėžiami parametrai pateikti 3.16 paveikslo a). Parametrai, kuriuos galima apskaičiuoti remiantis inžinerine metodika pateikti 3.16 paveikslo b). Inžinerinės metodikos schema pateikta 3.17 paveiksle. $L_{b,r}$ – racionalus arkinio balno ilgis.

Pagrindiniai tilto geometrinės formos kintamieji yra arkinio balno ilgis L_b , arkos skerspjūvis ir arkos lenktosios dalies spindulys R_a . Formulėmis (3.33)–(3.39) galima apskaičiuoti apytiksles tilto konstrukcijos pamatų apkrovas veikiant pilnai simetrinei apkrovai (3.16 pav.). Taikant 3.17 paveiksle pateiktą metodiką galima parinkti subalansuotos statiškai neišsprendžiamos konstrukcijos racionalius laikančiųjų elementų skerspjūvius.

Atramų aukščių skirtumas:

$$va = 0.5(h_a + t_L) + f_a - f_s - h_v, \quad (3.33)$$

čia: h_a – arkos skerspjūvio aukštis; t_L – kabamosios dalies lakšto storis; f_a – arkos pakyla; h_v – kabamosios dalies atramų aukščių skirtumas.



3.16 pav. Kombinuoto tilto schema: a) pasirenkami parametrai;
b) parametrai apskaičiuojami remiantis inžinerine metodika
Fig. 3.16. Scheme of the bridge: a) selectable parameters;
b) the parameters can be calculated following an engineering methodology

Atstumas tarp pamatų centrų:

$$b_{va} = b + x, \quad (3.34)$$

čia x – atstumas nuo kabamosios dalies krašto iki numatomo pamato centro (pasirenkamas dydis).

Pamatų ašis jungiančios įstrižainės posvyrio kampas:

$$\alpha_{va} = a \tan(va / b_{va}). \quad (3.35)$$

Kabamosios tilto dalies vertikali atraminė reakcija ties pamatu:

$$V_{gv} = \frac{(g_k + v_k) \cdot L_v}{2} - \frac{H_{gv} \cdot h_v}{L_v}. \quad (3.36)$$

Vertikali kombinuotojo tilto kraštinio pamato atraminė jėga:

$$F_{gv} = H_{gv} \cdot \tan(\alpha_{va}) - V_{gv}. \quad (3.37)$$

Vertikali kombinuoto tilto arkos atraminė reakcija:

$$R_{a.gv} = V_{a.gv} + F_{gv}, \quad (3.38)$$

čia $V_{a.gv}$ – vertikali arkos atraminė reakcija veikiant pilnai apkrovai.

Kombinuotojo tilto arkos pamato horizontali atraminė reakcija:

$$\Delta H_{a,gv} = F_{gv} / \sin(\alpha_{va}) - H_{a,gv}, \quad (3.39)$$

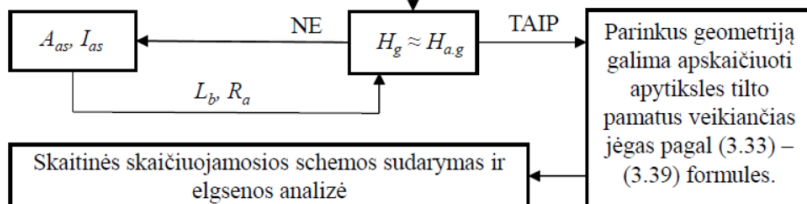
čia $H_{a,gv}$ – horizontali atskiros arkos atraminė reakcija veikiant pilnai simetrinei apkrovai.

1. Skaičiuojamosios schemos komponavimo pradžioje reikia parinkti kabamosios tilto dalies laikančiųjų elementų skerspjūvį atsižvelgiant į ribinį įlinkį (k). Tai galima atlikti pagal (2.1) – (2.16) formules ir 2.4.5 pav. grafiką.

Jungtis. Kabamasis elementas su arka susietas ašine jėga, kuri paskirstoma į arką išoriniu slėgiu (3.19, 3.20 formules). Arkos vertikalūs poslinkiai neturi didelės įtakos kabamojo elemento įtempių būviui (3.11, 3.12 pav.).

2. Parenkamas arkos skerspjūvis. Rekomenduojamas pirminis arkos aukštis pateiktas 3.18 pav. Pradinį arkos balno ilgį L_b rekomenduojama taikyti pagal 3.19 pav..

Pagal (3.1) – (3.31) formules apskaičiuojamos pagrindinės arkos įrašos ir atraminės reakcijos, patikrinama laikomoji galia. Remiantis pirmine konstrukcijos analize įvertinama elgsena ir nustatomas arkos geometrijos ir balno ilgio L_b tikslinimo poreikis. Keičiant arkinio balno ilgio L_b reikšmę labai svarbu tuo pačiu metu atnaujinti ir arkos spindulį R_a . Taip pat keičiant arkos spindulį galima reguliuoti lenkimo momentus arkoje



3.17 pav. Inžinerinės metodikos schema

Fig. 3.17. Scheme of engineering methodology

3.8. Subalansuotos konstrukcijos analitiniai tyrimai

Siekiant apibrėžti subalansuotus ($H_a = H_v$) komponuojamuosius kombinuotojo tilto parametrus ir nustatyti taikymo galimybes, tyrimams parinkta mažos pakylės ($L_a/16$) arkos konstrukcija, kuri yra palanki didelėms kabamosios dalies ašinėms jėgoms suvaldyti. Tirti sunkaus, vidutinio ir lengvo pakloto kombinuotojo tilto variantai, taikant skirtingo svorio ir standumo arkas. Pradiniai komponuojamieji parametrai pateikti 3.4 lentelėje. Tyrimų metu taikyta $E_{c,eff} = 35$ GPa reikšmė. Lai-kančiųjų medžiagų rodikliai pateikti 3.5 lentelėje. Kintamoji apkrova $v_k = 5$ kPa.

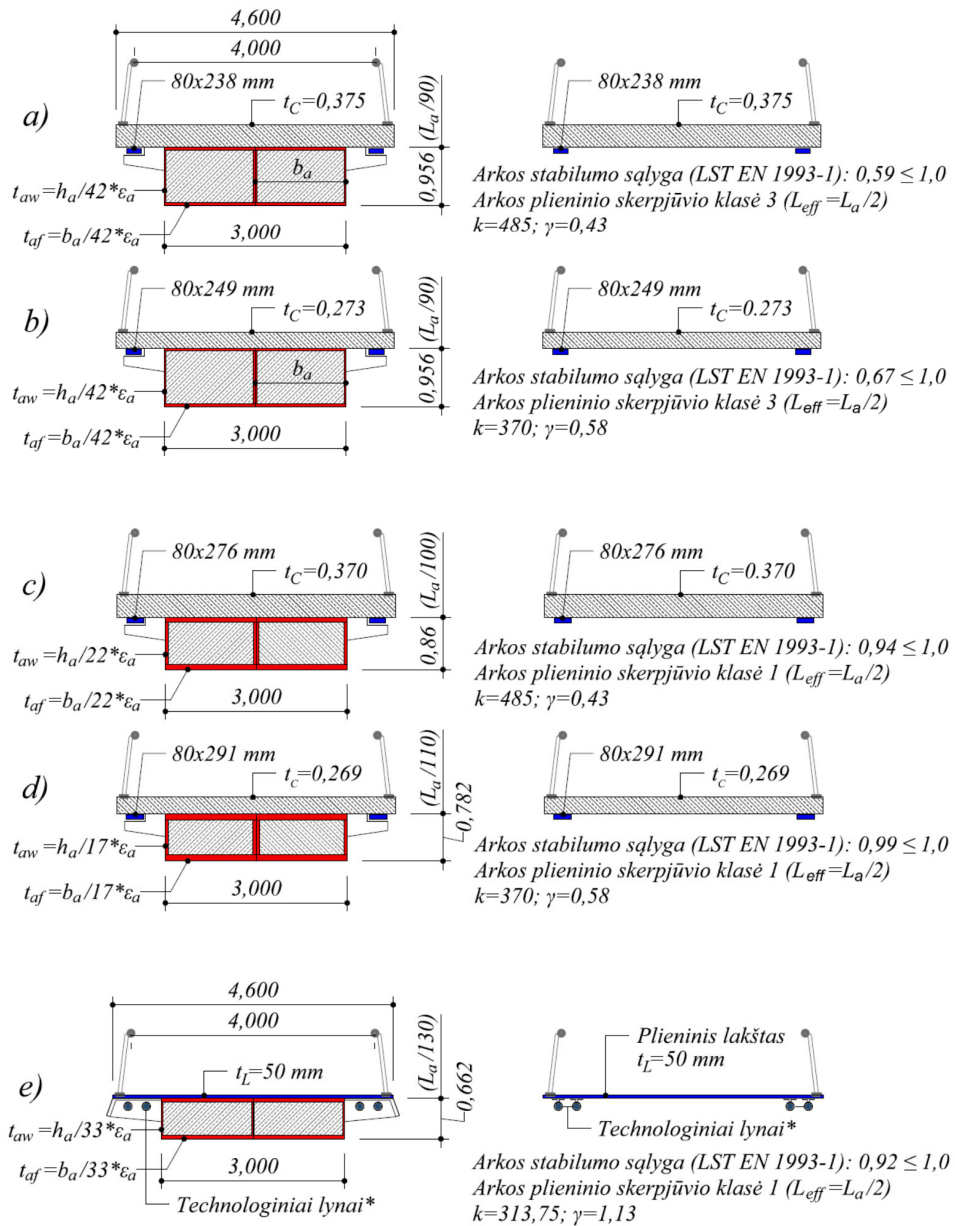
3.4 lentelė. Pradiniai tilto komponuojamieji parametrai.**Table 3.4.** Initial components of the bridge

Arkos skerspjūvis		t_0 , m	γ	k	i , %	L_a , m	f_a , m	b , m	b_{va} , m
a)	Kompozitinis (plieno – betono)	400	0,43	485	4	86	5,375	7,25	10
b)	Kompozitinis (plieno – betono)	300	0,58	370	4	86	5,375	7,25	10
c)	Plieninis (užpildytas betonu)	400	0,43	485	4	86	5,375	7,25	10
d)	Plieninis (užpildytas betonu)	300	0,58	370	4	86	5,375	7,25	10
e)	Kompozitinis (plieno – betono)	50	1,13	313,75	4	86	5,375	7,25	10

3.5 lentelė. Laikančiųjų elementų medžiagų rodikliai.**Table 3.5.** Material characteristics of load-bearing elements

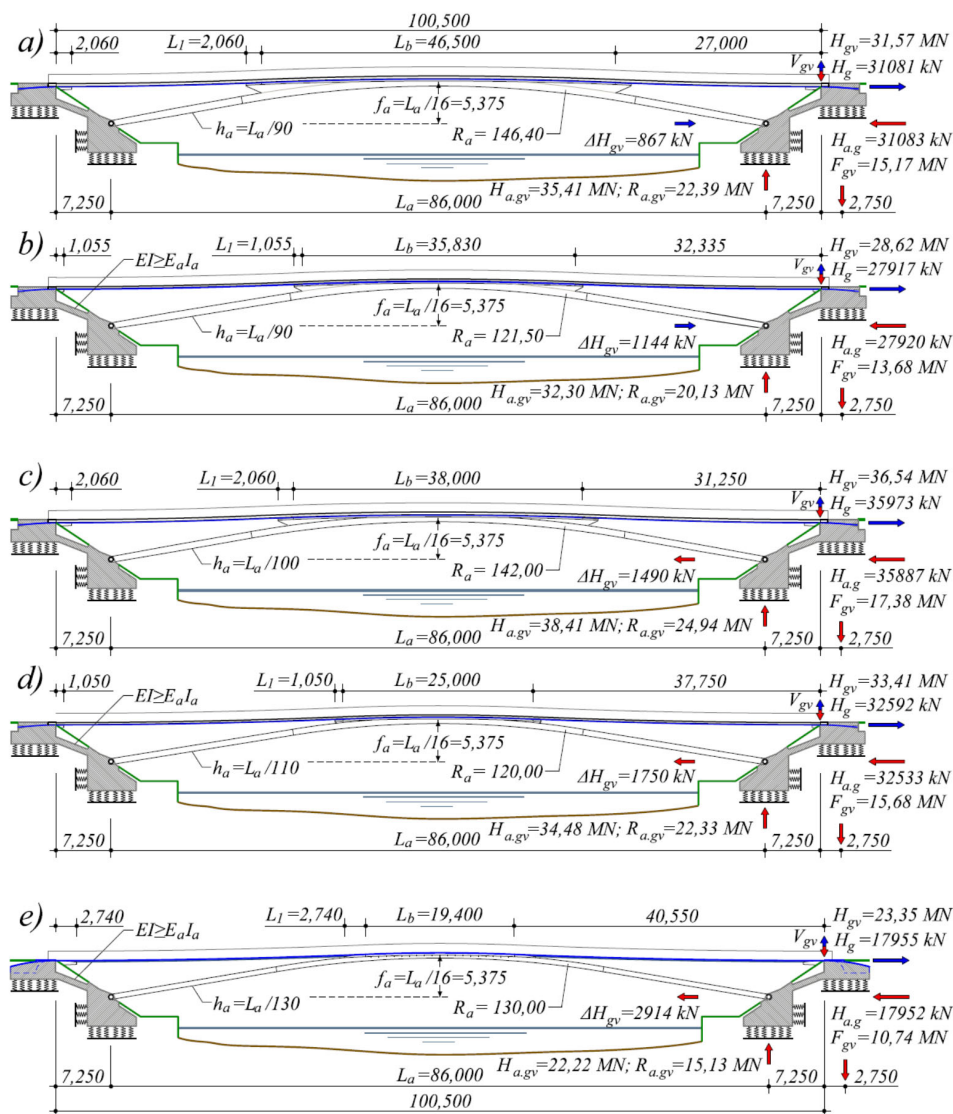
Arkos skerspjūvis		Laikančiųjų elementų medžiagos				
		Arka			Kabamoji dalis	
		E_{as} , GPa	f_{yak} , MPa	$E_{c,eff}$, GPa	E_s , GPa	$f_{s,yk}$, MPa
a)	Kompozitinis (plieno – betono)	210	340	35	195	1860
b)	Kompozitinis (plieno – betono)	210	340	35	195	1860
c)	Plieninis (užpildytas betonu)	210	330	35	195	1860
d)	Plieninis (užpildytas betonu)	210	330	35	195	1860
e)	Kompozitinis (plieno – betono)	210	330	35	210	460

Kombinuotojo tilto racionalių geometrinių parametrų paieška atlikta taikant inžinerinę metodiką, pateiktą (2.1)–(3.39) formulėse. Tyrimuose kabamosios tilto dalies gelžbetoninio pakloto standumas nevertintas. Tyrimų metu siekta nustatyti racionalius komponuojamuosius subalansuotos tilto konstrukcijos geometrinius parametrus. Siekta nustatyti tilto pakloto ir arkos svorio įtaką subalansuotai konstrukcijai taikant skirtingo svorio paklotus (t_0 , 3.4 lentelė). Konstrukcijų skerspjūviai tilto ir kabamosios dalies centrinėse dalyse bei pavienės arkos stabilumo analizės rezultatai pateikti 3.18 ir 3.19 paveiksluose. Visi variantai turi vienodas kraštines sąlygas. Variantai a), c) ir b), d) turi vienodas pakloto apkrovas (t_0) ir kabamosios dalies ribinį įlinkį (k) (3.4 lentelė). Kiekvienu tiriamuoju atveju pagrindiniai geometriniai skaičiuojamosios schemos parametrai parinkti atsižvelgiant į tilto konstrukcijos horizontalių atraminių reakcijų pusiausvyros sąlygą – kabamosios ir arkinės tilto dalies atraminės reakcijos veikiant nuolatinei apkrovai yra vienodos.



3.18 pav. Laikančiųjų skerspjuvių geometrija ir klumpamoji galia

Fig. 3.18. The geometry of bearing cross-sections and stability



3.19 pav. Tiltų variantų geometrija ir atraminės reakcijos
Fig. 3.19. The geometry and support reactions of the bridge

Pavienės arkos pastovumo patikra atlikta pagal LST EN 1993-1-1, taikant inžinerinę metodiką apskaičiuotas įrašas, kai skaičiuojamasis elemento ilgis lygus pusei arkos tarpatramio (3.18 pav.). Visi variantai turi vienodas kraštines sąlygas. Variantai a), c) ir b), d) turi vienodas pakloto apkrovas (t_0) ir kabamosios dalies

ribinį įlinkį (k) (3.4 lentelė). Kiekvienu tiriamuoju atveju pagrindiniai geometriniai skaičiuojamosios schemos parametrai parinkti atsižvelgiant į tilto konstrukcijos horizontalių atraminių reakcijų pusiausvyros sąlygą – kabamosios ir arkinės tilto dalies atraminės reakcijos veikiant nuolatinei apkrovai yra vienodos. Pavienės arkos pastovumo patikra atlikta pagal LST EN 1993-1-1, taikant inžinerinę metodiką apskaičiuotas įrašas, kai skaičiuojamasis elemento ilgis lygus pusei arkos tarpatramio (3.18 pav.).

a) ir b) variantuose plieno-betono arkos skerspjūviai yra vienodi. Redukuoto į plieną plieno-betono skerspjūvio elemento apytikslis klumpamosios galios išnaudojimas $0,59 \leq 1$ (3.18 pav. a)) ir $0,67 \leq 1$ (3.18 pav. b). a) ir b) variantuose matyti, kad pakloto svoris nėra lemiamas veiksnys arkos stabilumo atžvilgiu. Didelę įtaką arkinio elemento stabilumui turi elemento geometrinė forma – paklotu neapkrautos arkos dalies ilgis bei centrinės dalies spindulys. Šie dydžiai turi tiesioginę įtaką lenkimo momentų pasiskirstymui arkoje. Tikslinant lenktosios arkos dalies spindulį R_a galima reguliuoti ekstremines elemento lenkimo momentų reikšmes. Balansuojant lenkimo momentus kraštinėse ir centrinėje arkos dalyse galima parinkti optimalų arkos skerspjūvį, vertinti arkos stabilumą skirtingose situacijose.

c) ir d) variantuose arkos skerspjūviai yra plieniniai, užpildyti palankia betono apkrova. Plieninių skerspjūvių elementų apytikslis klumpamosios galios išnaudojimas $0,94 \leq 1$ (3.18 pav. c)) ir $0,99 \leq 1$ (3.18 pav. d). Norint atlaikyti didelius gelžbetoninio pakloto sukeltų ašinių jėgų poveikius, plieno skerspjūvis arkoje turi būti pakankamai standus ir atsparus lenkimo poveikiams. Tai ženkliai didina plieno sąnaudas. Tačiau plienas yra ~3,14 karto sunkesnis už sunkųjį betoną. Didesnės plieno sąnaudos ženkliai įtakoja arkos svorį, o tuo pačiu ir subalansuotos kombinuotojo tilto skaičiuojamosios schemos geometriją. Taikant sunkias, didelio standumo arkas galima ženkliai sumažinti tilto arkinio balno ilgį.

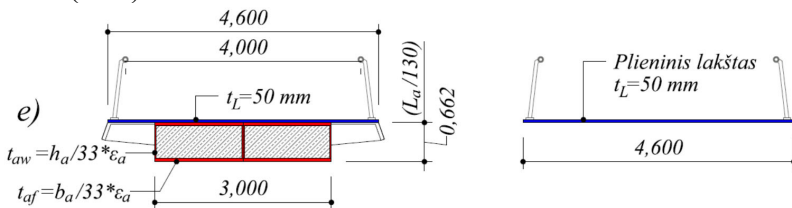
Variantas e) nusako kombinuotojo tilto su lengvuju paklotu formą. Lengvoje konstrukcijoje veikia mažesnės jėgos, todėl šio tipo konstrukcijose galima sukomponuoti racionalias plieno sąnaudų aspektu arkas. Tačiau lengva kombinuotojo tilto kabamoji dalis turi trūkumų. Mažas skerspjūvio atsparumas neturi pakankamos galios atlaikyti išilginės asimetrinės apkrovos sukiamo poveikio (3.21 pav.). Plieninis laikantysis paklotas yra teorinis ir be papildomų stabilizavimo priemonių negali būti taikomas. Pagrindinės subalansuotos lengvojo pakloto konstrukcijos atraminės vertikalios reakcijos yra ženkliai mažesnės nei variantų su gelžbetoniniu paklotu (iki 39,3 %). Kintamosios 5 kPa pėsčiųjų apkrovos ir laikančio plieninio 50 mm storio lakšto svorių santykis γ yra 1,13. Plieninio lakšto konstrukcijos ribinio įlinkio koeficientas $k \cong 314$ (3.18 pav. e)).

3.18 paveiksle matome, jog variantuose a) ir b) kombinuotojo tilto horizontalios atraminės reakcijos $\Delta H_{a,gv}$ turi priešingą ženklą nei variantuose c), d), e). Taip yra todėl, jog trečios klasės kompozitinio skerspjūvio arka yra lengvesnė.

Lengvinant kombinuotojo tilto arkos konstrukciją galima reguliuoti horizontalius poveikius į tilto pamatus. Jei geologinės sąlygos leidžia įgyvendinti patikimą pamatų sprendinį, lengvinti arką yra racionalu medžiagų sąnaudų požiūriu. Kitais atvejais, palankesnis yra pamatus į šlaitą prispaudžiantis poveikis. Racionalu plieninius skerspjūvius užpildyti didelio stiprio, nejautriais temperatūrai, sunkiais kompozitiniais mišiniais. Šiuo atveju galima būtų optimizuoti kombinuotojo tilto arkos plieno sąnaudas.

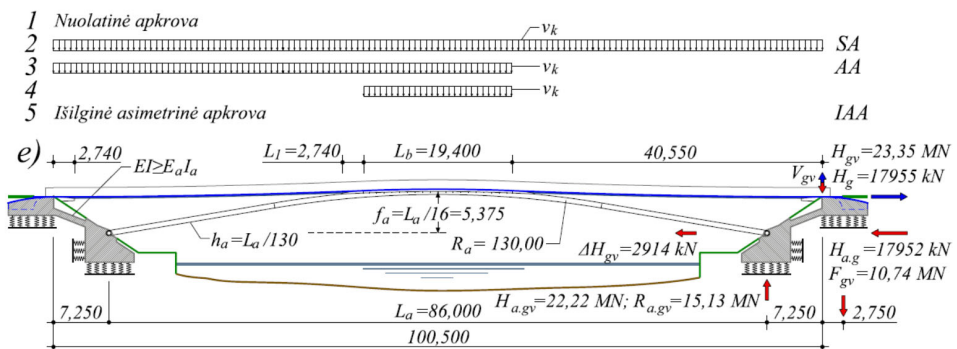
3.9. Kombinuotojo tilto tyrimai taikant BEM

Tiriama e) varianto kombinuotojo tilto konstrukcijos elgsena. Skaitinio modelio geometrija ir skerspjūviai apskaičiuoti remiantis inžinerine metodika (3.1 skirsnyje). Keturi tilto konstrukcijos modelio apkrovų deriniai pateikti 3.20 ir 3.21 paveiksluose. 5-as apkrovų derinys – išilginis asimetrinis tilto einamosios dalies apkrovimas (IAA).



3.20 pav. Lengvojo pakloto laikančiųjų elementų skerspjūviai tilto ir kabamosios dalies centre

Fig. 3.20. Cross-sections of light-weight bridge elements in the centre of the bridge and suspension part

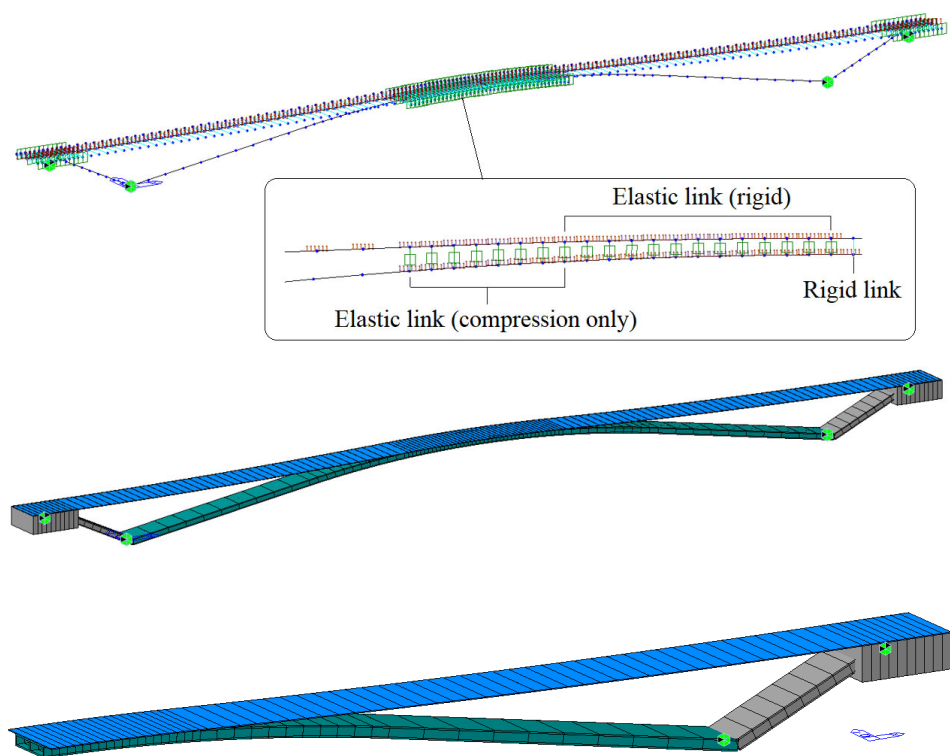


3.21 pav. Lengvo pakloto tilto konstrukcijos geometrija ir kintamoji apkrova

Fig. 3.21. Geometry and live load of the light-weight bridge structure

Konstrukcijos elgsena tirta taikant BEM geometriškai netiesinę analizę Newton-Raphson iteracijų metodu. Jungties tarp atramų standumas skaitiniuose tyrimuose prilygintas arkos skerspjūvio standumui ($EA, EI = E_a A_a, E_a I_a$). 3.22 paveiksle pavaizduotų pilkos spalvos elementų svoris skaičiavimų modelyje nevertintas.

Kombinuotos tilto modelio konstrukcijos elgsena tiriama taikant baigtinių elementų metodą. Analizės metu siekiama atskleisti konstrukcijos elgseną veikiant vertikaloms asimetrinėms statinėms pėsčiųjų apkrovoms bei temperatūros poveikiams. Plieninės tilto konstrukcijos modelis pateiktas 3.22 pav.



3.22 pav. Tiriamojo modelio skaičiuojamoji schema
Fig. 3.22. Computational scheme of the research model

Tilto modelio laikantieji elementai modeliuoti taikant tiesius strypinius baigtinius (Beam tipo) elementus, vertinančius sukimo ir persimetimo efektą (warping). Kabamoji tilto dalis ir arka tilto centre sujungtos nedeformuojamomis standžiomis (rigid link tipo) jungtimis. Praktiškai įgyvendinamas įtemptos

kabamosios tilto dalies inkaravimo ilgis yra pakankamai didelis ir reikalauja didelio kiekio jungčių, ypač siekiant papildomai sustandinti centrinę tilto dalį. Jungtį šioje vietoje patogiu modeliuoti taikant standžias (Elastic tipo) jungtis. Kontaktinė kabamojo plonasienio strypinio elemento ir arkos jungtis modeliuota nedeformuojamais vienpusiais ryšiais perimančiais tik gniuždymo poveikį (Daniūnas A. 2012). Balno kraštų spinduliai ant kurių remiasi įlinkusi kabamoji dalis (minimalus spindulys vertintas parenkant skerspjūvio plotą) bei technologiniai lynai tilto skaitiniame modelyje nemodeliuoti. Šių parametru poreikis turėtų būti sprendžiamas individualiose situacijose detaliau vertinant lokalius efektus plonasienių elementų kontakto zonoje (Daniūnas A. 2012, Goldack A. et al. 2016).

Kabamosios tilto dalies laikančiojo elemento plotas parinktas pagal (2.11) formulę. Arkinio balno geometrinė apybrėža modelyje sukomponuota atsižvelgiant į kabamosios tilto dalies laikančiojo elemento geometriją (3.3 pav.).

Plienai yra izotropinė medžiaga. Daugelio autorių atlikti plieninių konstrukcijų tyrimai taikant BEM pagrindžia metodo adekvatumą (Kindman R., Kraus M. 2011).

3.9.1. Atraminės reakcijos

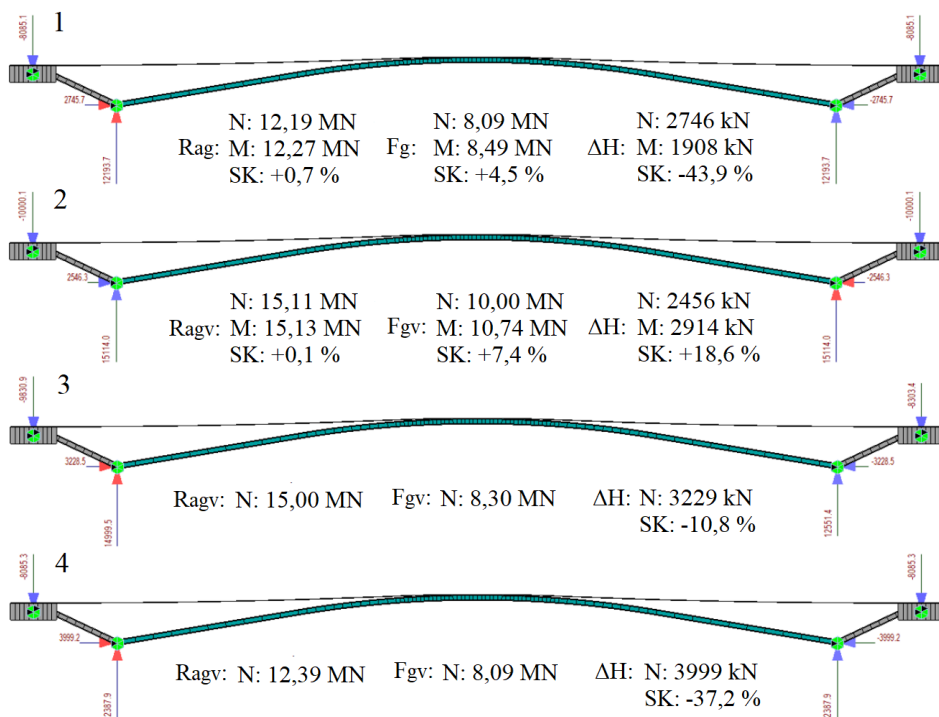
ΔH – horizontali kombinuotojo tilto reakcija. Apytikslės vertikalių tilto reakcijų F_{gv} ir $R_{a,gv}$ reikšmės veikiant simetrinei pilnai apkrovai galima apskaičiuoti pagal (3.37) ir (3.38) formules. Pilno simetrinio apkrovimo atveju (2-as apkrovų derinys) apytiksle ΔH reikšmę galima apskaičiuoti pagal (3.39) formulę.

Skaitinio modelio elgsena parodo, jog subalansuota tilto konstrukcija geba transformuoti 17,95 MN (3.21 pav.) dydžio pavienių laikančiųjų elementų horizontalias reakcijas į 4 MN dydžio horizontalųjį poveikį ΔH (3.21 pav.), taip sumažindama didžiausią vertikalių nuolatinių ir pėsčiųjų apkrovų sukeltą poveikį ~4,5 karto. 3.23 paveiksle matyti, jog kombinuotojo tilto konstrukcijos horizontalioms reakcijoms didžiausią įtaką daro 4-asis apkrovų derinys, kai kintamoji apkrova yra koncentruota tilto arkinio balno zonoje. Šiuo atveju apkraunama tik arka, kabamoji dalis neturi papildomos apkrovos, kuri padėtų perskirstyti apkrovas pamatuose. 4-o apkrovų derinio metu pamatus veikiantis horizontalus poveikis yra 37,2 % didesnis už apskaičiuotą reikšmę veikiant pilnai apkrovai. Apskaičiuota ΔH reikšmė pilno simetrinio apkrovimo atveju yra 18,6 % didesnė už nustatytą BEM. Didžiausių vertikalių reakcijų analitinės ir skaitinės reikšmės yra panašios.

Subalansuotos konstrukcija yra jautri temperatūros poveikiams atraminių reakcijų požiūriu. Horizontalios atraminės reakcijos auga didėjant plusinei temperatūrai. Veikiant savojo konstrukcijų svorio ir nuolatinei pakloto apkrovoms ir esant +30 °C temperatūros pokyčiui, horizontalios reakcijos padidėja ~2,8 karto.

+30 °C temperatūros pokyčio sukelta horizontali reakcija veikiant 4 apkrovų deriniui yra ~2,23 karto didesnis už poveikį esant nulinei temperatūrai.

Siekiant įvertinti temperatūros poveikius, kai aplinkos temperatūros pokytis neviršija +30 °C ΔH reikšmės apskaičiuotas pagal inžinerinę metodiką galima padidinti atitinkamai 4 kartais veikiant nuolatinėms apkrovoms ir 3,1 karto veikiant vertikaliai simetrinei pilnai apkrovai (SA).



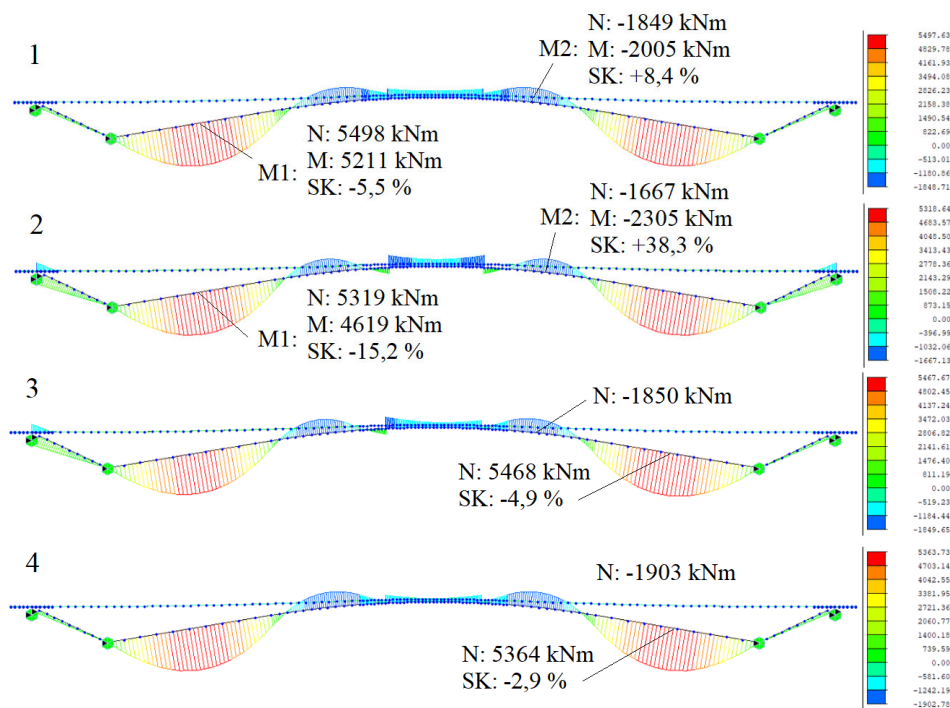
3.23 pav. Atraminės reakcijos veikiant nuolatinės ir kintamosios apkrovų deriniams
Fig. 3.23. The reactions of supports under the combination of permanent and live loads

3.9.2. Lenkimo momentai

Didžiausi lenkimo momentai veikia 3-iajame apkrovų derinyje. Asimetrinio apkrovimo metu įrašos atkartoja simetrinės apkrovos sukeltų lenkimo momentų formą ir diagramos lūžių vietas. Nekeičiantys ženklų ir formos lenkimo momentai lei-

džia teigti, kad kombinuotojo tilto arkai nepasireiškia dideli varginamieji kintamosios apkrovos poveikiai. Didžiausi lenkimo momentai nustatyti BEM yra 18,4 % didesni už apskaičiuotus taikant inžinerinę metodiką.

Apskaičiuotos, arkos lenkimo momentų reikšmės veikiant nuolatinei savojo svorio apkrovai ir nustatytos BEM skiriasi: (–5,5 %) kraštinėse dalyse, (+8,4 %) centrinėje dalyje. Apskaičiuotos arkos lenkimo momentų reikšmės veikiant simetrinei (SA) apkrovai ir nustatytos BEM skiriasi: (–15,2 %) kraštinėse dalyse, (+38,3 %) centrinėje dalyje.



3.24 pav. Lenkimo momentai veikiant nuolatinės ir kintamosios apkrovų deriniams (kNm): N – skaitinės analizės rezultatai; M – inžinerinės metodikos rezultatai

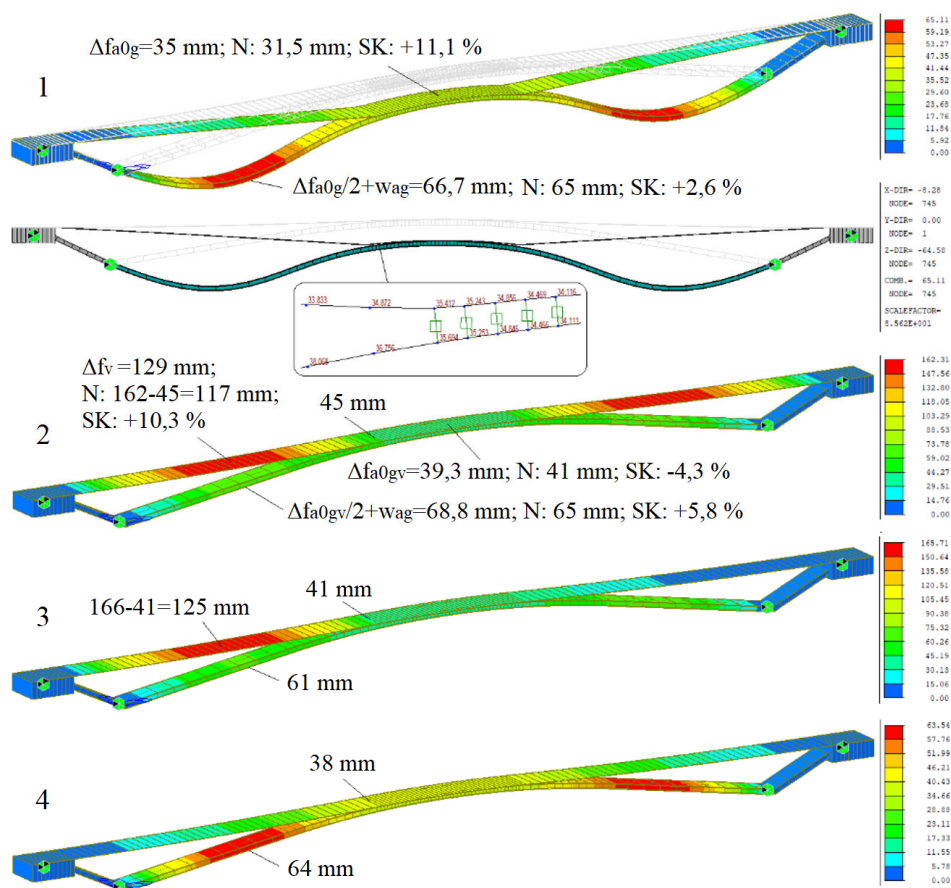
Fig. 3.24. Bending moments under the combination of permanent and live loads (kNm):

N – results of numerical analysis; M – results of engineering methodology

3.9.3. Poslinkiai

Veikiant nuolatinei apkrovai arka deformuojasi pagal 3.7 paveiksle pateiktą schemą. Įtempta kabamoji dalis apgniuždo kombinuotojo tilto arką ir ši pasislenka dydžiu $\sim \Delta f_{a0,g}$ ((40) formulė). Deformuojantis arkai kabamasis elementas praktiškai neatkyla nuo arkos balno kraštų (3.25 pav. 1). Nustatytas kabamojo elemento

įlinkis yra nedidelis, tai parodo, jog kabamosios dalies įtempimo jėga ($F_t = T_{gk}$) apskaičiuota ((5) formulė) gerai, kabamojo elemento apybrėža atitinka parinktą. Didžiausi kombinuotojo tilto poslinkiai veikiant nuolatinei apkrovai yra panašūs į apskaičiuotus taikant inžinerinę metodiką. BEM nustatyti įlinkiai arkos kraštuose yra 2,6 %, centrinėje dalyje 11,1 % mažesni už apskaičiuotus taikant inžinerinę metodiką.



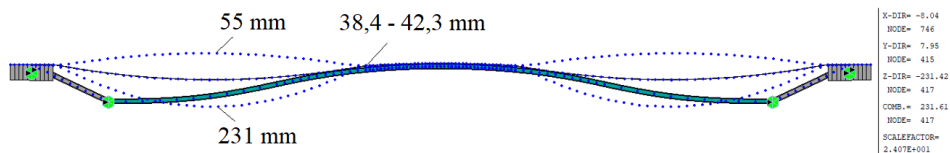
3.25 pav. Suminiai (x; y; z) poslinkiai veikiant nuolatinės ir kintamosios apkrovų deriniams (mm): N – skaitinės analizės rezultatai

Fig. 3.25. Total (x; y; z) displacements under the combination of permanent and live loads (mm): N – results of numerical analysis; M – results of engineering methodology

Veikiant pilnai simetrinei apkrovai (SA) (3.25 pav. 2) BEM nustatyti įlinkiai arkos kraštuose yra 5,8 % didesni, o centrinėje dalyje 4,3 % mažesni už apskaičiuotus taikant inžinerinę metodiką. Kabamoji tilto dalis šiuo apkrovų deriniu įlinksta 10,3 % mažiau nei apskaičiuota taikant inžinerinę metodiką.

Veikiant 3-iam ir 4-am apkrovų deriniui konstrukcijos skaitinių įlinkių rezultatai neviršija apskaičiuotų taikant inžinerinę metodiką.

2.5 skirsnyje aprašytų tyrimų metu nustatyta, kad lengvojo pakloto kabamosios konstrukcijos yra labai jautrios išilginiam asimetriniam einamosios dalies apkrovimui. Poslinkiai apkrovus tiltą išilgine asimetrine einamosios dalies apkrova, paskirstyta visame tilto ilgyje pateikti 3.26 paveiksle. Matyti, kad lengvos kabamosios dalies skerspjūvio įlinkiai veikiant IAA 5 kPa apkrovai yra labai dideli. Kombinuotojo tilto konstrukcijai pavojingiausias yra išilginis asimetrinis einamosios dalies apkrovimas. Plieninis laikantysis paklotas yra teorinis ir be papildomų stabilizavimo priemonių negali būti taikomas.



3.26 pav. Vertikalūs poslinkiai veikiant išilginiam asimetriniam apkrovimui
Fig. 3.26. Vertical displacements under longitudinal asymmetric load

Lengvos kabamosios dalies deformatyvumą galima ženkliai sumažinti taikant šias stabilizavimo priemones: didinant laikančiojo elemento lenkiamąjį standumą; taikant didesnio nei plienas tamprumo modulio medžiagas; taikant apgniuždyto lengvojo stipraus betono paklotą. Lengvojo betono arba kompozitinio skerspjūvio forma parenkama atsižvelgiant į reikiamą standumą. Efektyvu lengvojo pakloto konstrukcijos poslinkius mažinti taikant išorines suvaržymo priemones (3.32 pav.).

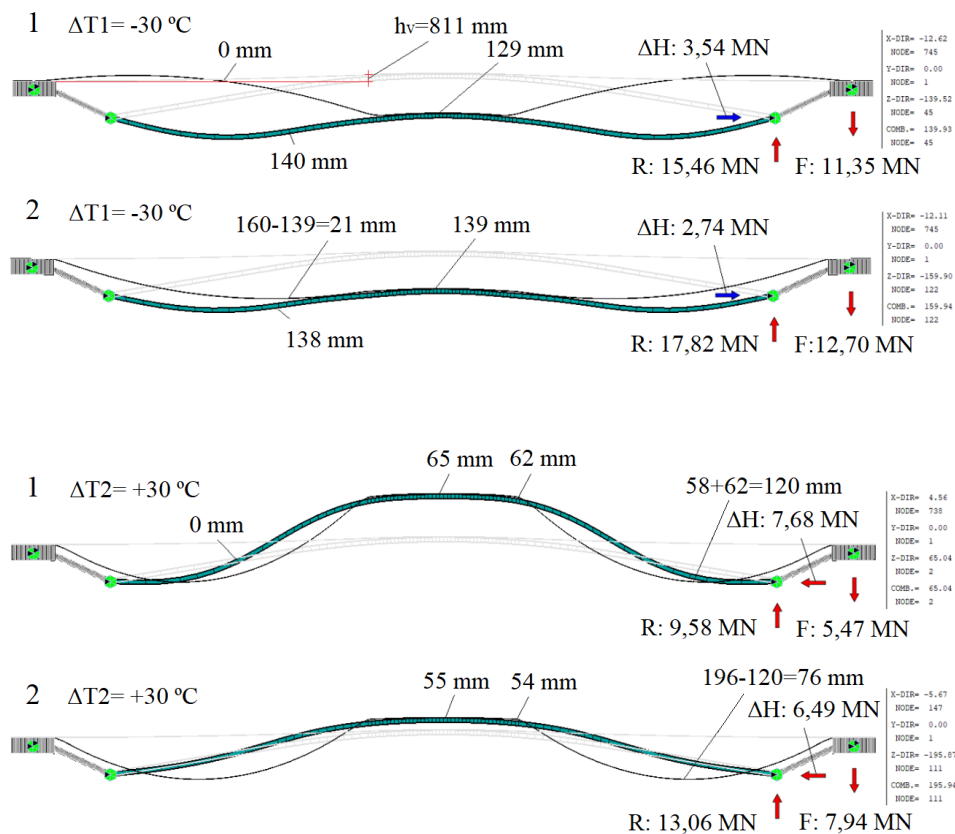
Tilto arkos pamatai nėra paslankūs, tad turi perimti kombinuotojo tilto temperatūros poveikius. Konstrukcijos įlinkiai veikiant nuolatinei ir simetrinei apkrovai bei temperatūros poveikiams pateikti 3.27 paveiksle.

Didžiausios horizontalių atraminių reakcijų reikmės atsiranda veikiant kintamiesiems temperatūros poveikiams ir asimetrinei kintamai apkrovai, paskirstytai arkos balne (3.16 pav. 4). Subalansuotos konstrukcijos didžiausios vertikalios atraminės reakcijos veikia esant simetrinei apkrovai (SA) (3.2 pav. 2).

Veikiant neigiamai temperatūrai kombinuoto tilto arkos pakyla mažėja, o kabamoji dalis įsitempia ir pakyla kuo arkos balno kraštų. Vykstant šiam procesui

kabamosios tilto dalies slėgis auga centrinėje arkos dalyje, dėl kabamojo skaičiuojamojo elemento ilgio prieaugio. Nors arkos skėtimo jėga auga mažėjant jos pakylai ir didėjant kabamosios dalies slėgiui, tačiau jėgos kabamajame elemente šiuo atveju yra didesnės. Tai matyti 3.27 pav. pateiktose atraminėse reakcijose.

Veikiant teigiamai temperatūrai tilto konstrukcija elgiasi priešingai. Kabamoji tilto dalis šiuo atveju atsipalaiduoja, tačiau jos poslinkius į pradinę padėtį gražina arkos pakyls prieaugis. Arka šiuo atveju yra papildomai apgniuždoma, tai matyti 3.27 paveiksle pateiktose atraminėse reakcijose.



3.27 pav. Suminiai (x; y; z) poslinkiai veikiant nuolatinei (1), pilnai simetrinei apkrovai (2) ir temperatūros poveikiams (mm): N – skaitinės analizės rezultatai

Fig. 3.27. Total (x; y; z) displacements under permanent (1), full load (2) and temperature effects (mm): N – results of numerical analysis

3.27 paveiksle matyti, kad visi kabamosios tilto dalies vertikalūs poslinkiai neviršija apskaičiuotų taikant inžinerinę metodiką $\Delta f_v = L_v / k = 129,2$ mm. Apytikslis arkos didžiausio įlinkio koeficientas $k_a = L_a / \Delta f_{a,\max} = 86 / 0,14 = 614$. Šis koeficientas gali būti naudojamas geometrinių imperfekcijų atitikmeniu konstrukcijos stabilumo nustatyme.

3.9.4. Įtempiai elementuose

Didžiausi charakteristiniai išilginės asimetrinės apkrovos sukelti kabamojo elemento skerspjūvio ašiniai įtempiai ties arkinio balno pradžia:

$$\sigma_{Nk} = \sigma_{gv} + \sigma_{gv} \cdot \gamma_k + |\sigma_{\Delta T1}| = 193 \text{ MPa}, \quad (3.40)$$

čia: $\sigma_{\Delta T1}$ – neigiamos temperatūros poveikio sukelti laikančiojo skerspjūvio įtempiai; $\gamma_{k,314} = 0,1$ (žiūrėti 2.4 lentelę).

Kai kabamojo tilto dalis atsiremia į arkinio balno kraštą (3.3 pav.), apskaičiuoti lenkiamuosius kabamojo elemento įtempius balno kraštinėje dalyje galima taip:

$$\sigma_M = \frac{E_s \cdot t_L}{2R_{b,\min}} = 133 \text{ MPa}; R_{b,\min} = 39,38 \text{ m}, \quad (3.41)$$

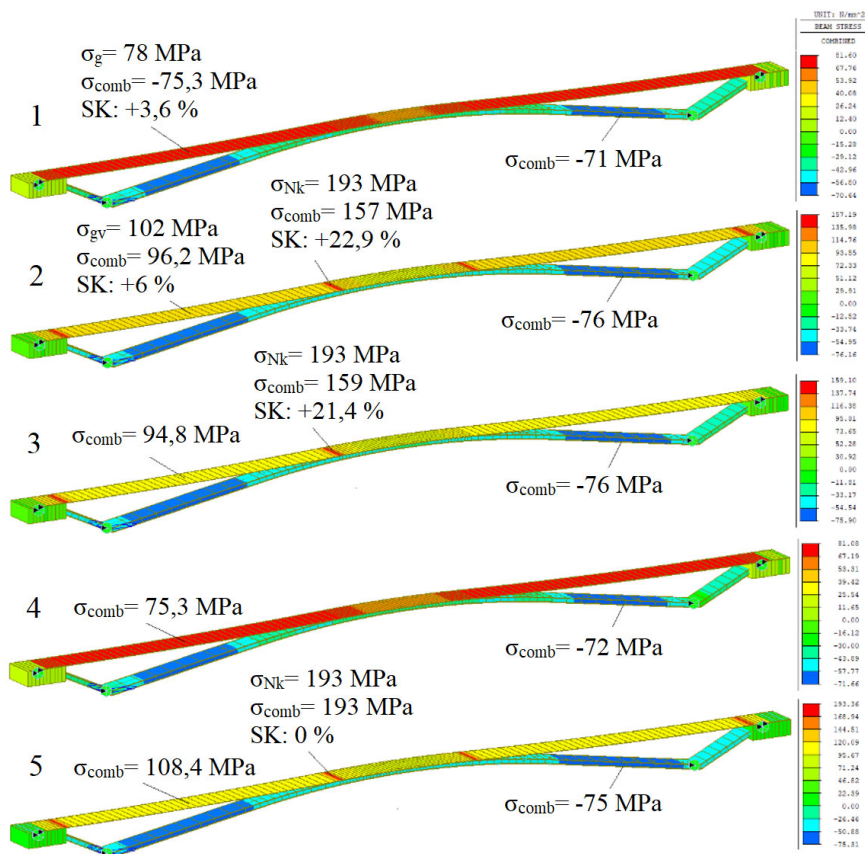
čia: E_s – medžiagos tamprumo modulis; $R_{b,\min}$ (pagal 16 formulę).

Veikiant pilnai simetrinei apkrovai (3.28 pav. 2) kabamojo elemento ašiniai įtempiai yra 6,0 % mažesni nei apskaičiuotieji (σ_{gv}). Arkinio balno kraštinėje dalyje skaitiniai įtempiai yra 22,9 % mažesni už apskaičiuotus pagal (55) formulę.

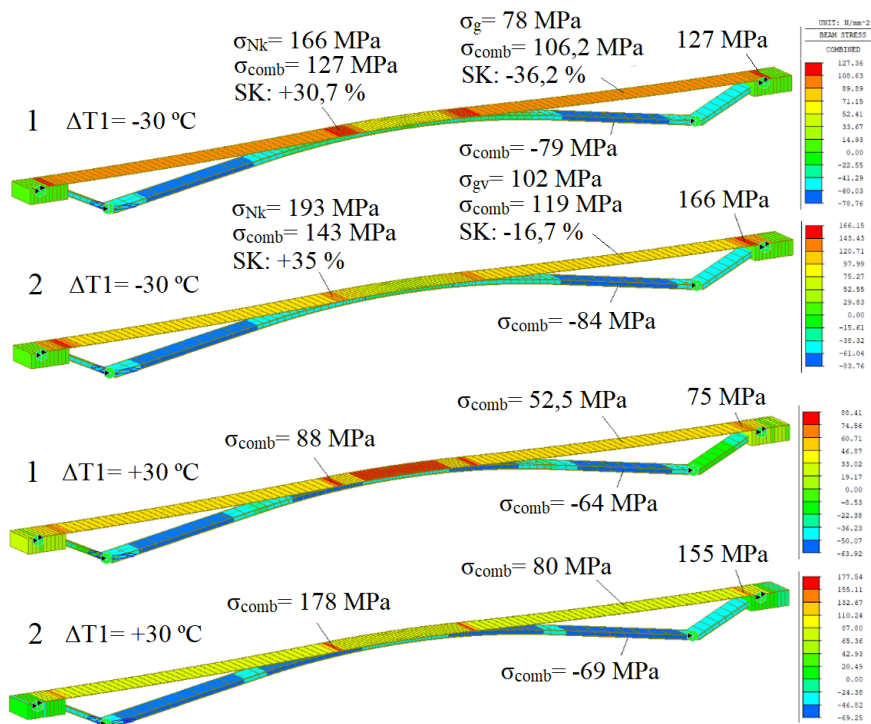
Įtempiai asimetrinių 4 ir 5 apkrovų derinių atvejais neviršija įtempių apskaičiuotų taikant inžinerinę metodiką. Išilginio asimetrinio apkrovimo atveju (3.28 pav. 5) didžiausi ašiniai kabamojo elemento įtempiai yra 6,3 % didesni, bei apskaičiuotieji (σ_{gv}). Arkinio balno kraštinėje dalyje skaitiniai įtempiai su apskaičiuotais pagal (55) formulę.

Konstrukcijos poslinkiai veikiant nuolatinei (1) ir simetrinei (2) apkrovoms bei temperatūros poveikiams pateikti 3.29 paveiksle. Skaitinio tyrimo metu nustatyta, kad įtempiai kabamosios tilto dalies laikančiamame elemente įtempiai neviršija ašinių įtempių, apskaičiuotų pagal (3.40) formulę. Taip yra todėl, kad deformuojantis kombinuoto tilto arkai, arkinio balno spindulys mažėja. Šis spindulys keičiasi neženkliai, tačiau to pakanka, kad kabamoji dalis atkiltų nuo balno kraštų ir veikiant kintamai apkrovai prie balno krašto nepriartėtų veikiant skirtingos temperatūros poveikiams. Veikiant neigiamos ir teigiamos temperatūros poveikiams kabamojoje dalyje nuolatinės ir pilnos apkrovų atvejais nesusidaro

didesnių įtempių nei didžiausi ašiniai įtempiai tarpatramiuose σ_{Nk} ((3.40) formulė, 2.1 pav.).



3.28 pav. Įtempiai elementuose veikiant nuolatinės ir kintamosios apkrovų deriniams
Fig. 3.28. Elements stresses under the combination of permanent and live loads



3.29 pav. Įtempiai elementuose veikiant nuolatinei (1), pilnai simetrinei apkrovai (2) bei temperatūros poveikiams

Fig. 3.29. Elements stresses under permanent (1), full load (2) and temperature effects

Lengvojo pakloto kombinuotųjų tiltų elgsena yra ypatinga. Skirtingos elgsenos konstrukciniai elementai papildo vienas kitą. Arkos deformuotoji būseną yra palanki tilto kabamosios dalie elementui. Taip yra todėl, kad deformuojantis arkai įtemptas kabamasis elementas šiek tiek atkyla nuo arkinio balno krašto ir remiasi tik ant einamosios arkinio balno dalies, kurios spindulys yra R_s . Arkos balno spindulys R_s yra daug didesnis už minimalų balno kraštinės dalies spindulį $R_{b,min}$, apskaičiuojamą pagal (2.16) formulę todėl įtempto kabamojo elemento įtempiai nepasiekia numatytų ribinių reikšmių, apskaičiuotų pagal (3.42) formulę.

3.9.5. Kombinuotojo tilto stabilumo vertinimas

Eurokodas LST EN 1993-2 aprašo skirtingos apybrėžos kreivių ir skirtingai įtvirtintų tiltų arkų klumpamojo ilgio koeficientus galiojant sąlygai $f/L > 0,1$. Tiriamos konstrukcijos arkos pakylas ir tarpatramio santykis yra mažesnis $f_a/L_a = 0,063$. Arkos apybrėža yra kombinuota tiesių ir apskritiminės kreivės forma – klumpamojo ilgio koeficientas β nėra aiškus. Tyrimų metu kombinuotojo tilto konstrukcijos pastovumo vertinimas atliktas dviem etapais:

1. Komponuojamasis dvilankstės arkos elemento ilgis taikytas skaičiavimuose yra lygus pusei arkos tarpatramio ($L_{eff} = 43$ m) (3.3 pav.). Šiuo atveju klumpamojo ilgio koeficientas $\beta = 1,0$ pusei arkos ilgio, pagal LST EN 1993-2 D.3 priedo D.4 lentelę, kai $f_a/L_a = 0,063$. Teoriniuose pavienės arkos pastovumo (pagal LST EN 1993-1) skaičiavimuose taikytos inžinerine metodika apskaičiuotas arkos įrąžos (skaičiuotinės ašinės jėgos ir lenkimo momentai). Apskaičiuota kompozitinio plieno-betono skerspjuvio pavienės arkos teorinė stabilumo sąlyga yra $0,92 \leq 1$ (3.20 pav.).
2. Atlikta skaitinė kombinuotojo stabilumo analizė, kurios metu nustatytas kritinės jėgos koeficientas (C_{LF}). Koeficientas parodo kiek kartų reikia padidinti apkrovą, kad konstrukcija prarastų stabilumą. Pirmosios kombinuotojo tilto stabilumo praradimo formos kritinės jėgos koeficientas yra lygus $C_{LF,1} = 3,852$. Remiantis kritinės jėgos koeficientu nustatytas skaičiuojamojo ilgio koeficientas β esant didžiausiai ašinei jėgai ir kritinei apkrovai N_{cr} .

Pavojingiausias tilto stabilumui yra asimetris tilto apkrovimo 3-iasis derinys veikiant neigiamai aplinkos temperatūrai. Pirmosios dvi klumpumo formos veikiant šiam apkrovų deriniui pateiktos (3.30 pav.).

Lengvojo pakloto kombinuoto tilto arkos klumpamojo ilgio koeficientas veikiant kritinei jėgai, remiantis skaitine analize ir LST EN 1993-2 D.3 priedu:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_{as} \cdot I_{as,red}}{L_{eff}^2} = 25\,439 \text{ kN}; \quad T_{a,gv.d} = 15\,205 \text{ kN}; \quad (3.43)$$

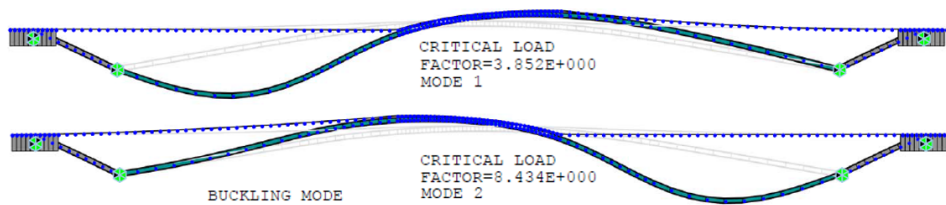
$$L_{eff} = \beta_{cr} \cdot S_a = 0,5 \cdot S_a = 43 \text{ m}; \quad \beta_{cr} = 2\pi / S_a \cdot \sqrt{N_{cr} / E_{as} \cdot I_{as,red}} = 1;$$

$$\beta_1 = 2\pi / L_a \cdot \sqrt{C_{LF,1} \cdot T_{a,gv.d} / E_{as} \cdot I_{as,red}} = 0,665; \quad \beta_1 \cdot L_{eff} = 28,6 \text{ m};$$

$$L_{cr,C} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{as} \cdot I_{as,red}}{C_{LF,1} \cdot T_{a,gv.d}}} = 28,6 \text{ m}; \quad \beta_{cr,C} \approx L_{cr,C} / S_a = 0,333,$$

čia: S_a – arkos geometrinis ilgis; $T_{a.gv.d}$ – skaičiuotinė ašinė jėga arkoje veikiant 3-iam apkrovų deriniui; E_{as} – arkos plieno tamprumo modulis; $I_{as.red}$ – redukuoto į plieną plieno-betono skerspjuvio nercijos momentas; L_{eff} – efektyvusis arkos ilgis; L_{cr} – klimpamasis arkos ilgis veikiant kritinei apkrovai; $C_{LF,1}$ – pirmosios kombinuotojo tilto stabilumo praradimo formos kritinės jėgos koeficientas.

Kabamoji tilto dalis varžo arkos poslinkius, tad kombinuotojo tilto pastovumas visada bus didesnis už pavienės arkos. Pagal LST EN 1993-2 keliamus reikalavimus sukomponuotos kombinuotojo tilto konstrukcijos stabilumas yra pakankamas. Dėl teigiamos kabamosios tilto dalies įtakos, skaitiniais metodais nustatytas tilto konstrukcijos stabilumas yra didesnis nei apskaičiuotas taikant inžinerinę metodiką. Skaitinių tyrimų metodais nustatytas kombinuotojo tilto arkos klumpamojo ilgio koeficientas $\beta_{cr,C} \approx 0,333$



3.30 pav. Pirmosios dvi tilto klumpumo formos, apkrovus tiltą asimetrine 3 derinio apkrova ir veikiant $\Delta T = -30$ °C aplinkos temperatūrai

Fig. 3.30. The first two buckling modes of the bridge when the bridge is under asymmetric live load of combination 3 and exposed to an ambient temperature of $\Delta T = -30$ °C

3.10. Trečiojo skyriaus išvados

1. Skaitinės analizės metu (taikant BEM) nustatyta, jog lenkimo momentų pasiskirstymo atžvilgiu racionalu kombinuotojo tilto arkoje taikyti hiperbolės kreivės apybrėžą. Visais atvejais racionalu arkos kreivę formuoti arkos balno zonoje, o kraštines arkos dalis tiesinti. Lenkimo momentų pasiskirstymą ir dydį arkoje galima reguliuoti keičiant arkos lenktosios dalies spindulį, formuojant statybines pakylas.
2. Parengta kombinuotojo tilto laikančiųjų elementų apytiksli įrašų ir įlinkių apskaičiavimo inžinerinė metodika taikant vertikalias simetrisines apkrovas, kurios pagalba galima subalansuoti horizontalias atramines reakcijas parenkant racionalią tilto konstrukcijos geometriją ir laikančiųjų elementų skerspjuvius. Taikant inžinerinę metodiką ga-

lima prognozuoti statiškai neišsprendžiamos konstrukcijos geometriškai netiesinę elgseną veikiant laikančiųjų elementų sunkio bei vertikaliosioms nuolatinėms ir kintamosioms statinėms apkrovoms.

3. Inžinerinės metodikos tikslumas patikrintas atliekant subalansuoto tilto konstrukcijos modelio skaitinę analizę taikant BEM, kurios metu nustatyta:
 - 3.1. Horizontalios reakcijos (ΔH) reikšmė simetrinio apkrovimo atveju yra 18,6 % didesnė už nustatytą BEM. Didžiausias ΔH asimetriniu apkrovimo atveju yra 37,2 % didesnis už apskaičiuotą reikšmę taikant M simetrinio pilnojo apkrovimo atveju. Didžiausių vertikalųjų reakcijų analitinės ir skaitinės reikšmės yra panašios.
 - 3.2. Didžiausi lenkimo momentai nustatyti BEM yra 18,4 % didesni už apskaičiuotus taikant M.
 - 3.3. Didžiausi įlinkiai nustatyti BEM arkos kraštuose yra 5,8 % didesni, o centrinėje dalyje 4,3 % mažesni už apskaičiuotus taikant M. Kabamoji tilto dalis įlinksta 10,3 % mažiau nei apskaičiuota taikant inžinerinę metodiką. Veikiant asimetrinėms pėsčiųjų apkrovoms įlinkiai neviršija apskaičiuotų taikant M.
4. Skaitinio modelio elgsena parodo, jog subalansuota tilto konstrukcija geba transformuoti 17,95 MN (3.21 pav.) dydžio pavienių laikančiųjų elementų horizontalias reakcijas į 4 MN dydžio horizontalųjį poveikį ΔH (3.21 pav.), taip sumažindama didžiausią vertikalųjų nuolatinių ir pėsčiųjų apkrovų sukeltą horizontalų poveikį ~4,5 karto.
5. Subalansuotos konstrukcija yra jautri temperatūros poveikiams atraminių reakcijų požiūriu. Horizontalios atraminės reakcijos auga šylant aplinkos temperatūrai. Veikiant savojo konstrukcijų svorio ir nuolatinei pakloto apkrovoms horizontalios reakcijos padidėja ~2,8 karto esant +30 °C temperatūros pokyčiui. +30 °C temperatūros pokyčio sukelta horizontali reakcija veikiant 4 apkrovų deriniui yra ~2,23 karto didesnis už poveikį esant nulinei temperatūrai. Šis poveikis yra ~2,6 karto mažesnis už apskaičiuotas atskirų laikančiųjų elementų horizontalias reakcijas veikiant pilnai simetrinei apkrovai.
6. Didžiausia skaitiniame tilto modelyje horizontalios reakcijos reikšmė veikiant +30 °C aplinkos temperatūrai yra 4 kartais didesnė už nuolatinių apkrovų ir 3,1 karto didesnė už pilnos simetrinės apkrovos ΔH reikšmę, apskaičiuotas pagal inžinerinę metodiką.

7. Nustatyta, kad įtempti kabamieji elementai varžo tilto arkos poslinkius bei didina jos pastovumą veikiant simetrinėms ir asimetrinėms apkrovoms. Nustatyta, kad kombinuotojo tilto arkos pastovumas visada bus didesnis už pavienės arkos pastovumą.

Bendrosios išvados

1. Parengta vienajuosčio arkinio pėsčiųjų tilto laikančiųjų elementų komponavimo inžinerinė metodika ir atlikta konstrukcijos analizė padeda subalansuoti ir prognozuoti statiskai neišsprendžiamos konstrukcijos geometriškai netiesinę elgseną ir poveikius į pamatus veikiant laikančiųjų elementų sunkio bei vertikalioms nuolatinėms ir kintamosioms statinėms apkrovoms ir temperatūros poveikiams.
2. Lenkimo momentų pasiskirstymo atžvilgiu racionali kombinuotojo tilto arkoje taikyti hiperbolės kreivės apybrėžą. Visais atvejais racionali arkos kreivę formuoti arkos balno zonoje, o kraštines arkos dalis tiesinti. Lenkimo momentų pasiskirstymą ir dydį arkoje galima reguliuoti keičiant arkos lenktosios dalies spindulį, formuojant statybines pakylas.
3. Nustatyta, kad kabamoji tilto dalis varžo arkos poslinkius bei padidina jos pastovumą veikiant simetrinėms ir asimetrinėms statinėms apkrovoms. Lengvo plieninio kombinuotojo tilto arkos klumpamojo ilgio koeficientas nustatytas taikant BEM yra $\sim 33,4$ % mažesnis nei normose nurodyta reikšmė. Konstrukcijos komponavimo metu rekomenduojama pradinį kombinuotojo tilto arkos klumpamąjį ilgį priimti lygų pusei arkos tarpatramio, siekiant sukomponuoti stabilią arką.

4. Subalansuotos pėsčiųjų tilto konstrukcijos horizontalios reakcijos yra $\sim 4,5$ karto mažesnės už pavienių (neapjungtų) laikančiųjų elementų horizontalias reakcijas veikiant nuolatinei apkrovai. Šylant aplinkos temperatūrai didėja ir horizontalūs poveikiai į tilto atramas ΔH . Nors veikiant $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$ temperatūrai horizontalūs poveikiai veikiant pavojiniausiam apkrovimui (4 derinys) išauga $\sim 2,23$ kartus, tačiau pastarieji yra $\sim 2,6$ karto mažesni už pavienių (neapjungtų) laikančiųjų elementų horizontalias reakcijas apskaičiuotas taikant inžinerinę metodiką, veikiant pilnai simetrinei apkrovai. Subalansuotos konstrukcijos yra racionalios.
5. Pasiūlyta lengva subalansuota plieninė tilto konstrukcija yra racionali medžiagų sąnaudų požiūriu ir ilgaamžė konstrukcija, kuri jautri tik išilginiam asimetriniam apkrovimui. Plieninės juostos įlinkius veikiant IAA galima sumažinti įrengiant tinklėlį tarp laikančiųjų elementų arba taikant kitas papildomas išorines priemones, kurių veiksmingumo nustatymui reikia atlikti papildomus tyrimus.
6. Plieninio lakšto konstrukcijas, kurių ribinio įlinkio koeficientas $k > 300$, galima taikyti santykinai nedideliuose tarpatramiuose (iki 40 metrų) arba kombinuotųjų tiltų konstrukcijose, kurių bendras ilgis ~ 100 metrų. Tarpatramį galima padidinti taikant storesnius nei 50 mm lakštus arba didinant nuolatinę kabamojo elemento apkrovą, o tuo pačiu ir medžiagos stiprį.

Literatūra ir šaltiniai

Agrawal, R. 2009. Stress ribbon bridges. *The Structural Engineer*. 87 (22) November 17: (22–27).

Arnautov, A. K.; Kulakov, V.; Andersons, J.; Gribniak, V.; Juozapaitis, A. 2016. Experimental investigation on stiffness and strength of single-lap z-pinned joints in a laminated CFRP stress-ribbon strip, *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*. 11(2), 120–126.

Alaiedini, S.; Kabir, M. Z.; Al-Mahaidi, R. 2021. Stability performance of thin-walled pultruded beams with geometric web-flange junction imperfections. *Journal of Building Engineering*. 33, 101549, 16 p.

Bleicher, A.; Schlaich, M.; Yozo, F.; Schauer, T. 2011. Model-based design and experimental validation of active vibration control for a stress ribbon bridge using pneumatic muscle actuators, *Engineering Structures*. 33 (2011) 2237–2247.

Bleicher, A.; Schauer, T.; Valtin, M.; Raisch, J.; Schlaich, M. 2011. Active vibration control of a light and flexible stress ribbon footbridge using pneumatic muscles, *Proceedings of the 18th World Congress The International Federation of Automatic Control Milano (Italy)* August 28 – September 2. 978-3-902661-93-7/11.

Bleicher, A. 2012. Aktive Schwingungskontrolle einer Spannbandbrücke mit pneumatischen Aktuatoren, *Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin. Bautechnik* 89, Heft 2.

- Chai, H. Y.; Sung, C. L. 2011. Stability of structures: principles and applications, *Elsevier Inc.* ISBN: 978-0-12-385122-2. 523 p.
- Culling, D. 2009. Critical analysis of the essing timber bridge, Germany, *Proceedings of Bridge Engineering 2 Conference 2009*. April. University of Bath, UK
- Daniūnas, A. 2012. Plonasienės metalinės konstrukcijos, *VGTU leidykla TECHNIKA*. ISBN 978-609-457-357-6.
- Dong J.; Li, Z.; Pasternak, H. 2020. Reinforcement of fatigue damaged steel structures using CFRP lamellas – part 3: numerical simulation, *Bauingenieur*. 95 (2020) 362–368.
- Fukada, S.; Yoshikawa, T.; Tsunomoto, M. 2015. Serviceability of stress ribbon bridges with external tendons, *Institution of Civil Engineers. Bridge Engineering*. 168 June, Issue BE2. Pages 123–138.
- Goldack, A.; Schlaich M.; Meiselbach M. 2016. Stress ribbon bridges: mechanics of the stress ribbon on the saddle, *American Society of Civil Engineers*.
- Galambos, V.; Surovek, A. E. 2008. Structural stability of steel: concepts and applications for structural engineers, *John Wiley & Sons, Inc.* ISBN 978-0-470-03778-2. 373 p.
- Gribniak, V.; Misiūnaitė, I.; Rimkus, A. 2019. Deformations of FRP–concrete composite beam: experiment and numerical analysis, *MDPI Appl. Sci.* 9, 5164.
- Gribniak, V. 2020. Special Issue "Advanced composites: from materials characterization to structural application", *MDPI Materials*. 13, 5820.
- Gholami, M.; Sam, A. R. M.; Yatim, J. M.; Tahir, M. M. 2013. A review on steel/CFRP strengthening systems focusing environmental performance, *Construction and Building Materials*. 47, 301 – 310.
- Gholami, M.; Mohd Sam, A. R.; Marsono, A. K.; Tahir, M. M.; Faridmehr, I. 2016. Performance of steel beams strengthened with pultruded CFRP plate under various exposures, *Steel and Composite Structures*. 20(5), 999 – 1022.
- Heinemeyer, C.; Butz, C.; Keil, A.; Schlaich, M.; Goldack, A.; Trometer, S.; Lukic, M.; Chabrolin, B.; Lemaire, A.; Martin, P. O.; Chuna, A.; Caetano, E. 2009. Design of Leghtweit Footbridges for Human Induced Vibrations, *JRC Scientific and Technical Reports*. EUR 23984 EN. ISBN 978-92-79-13387-9. ISSN 1018-5593.
- Han, K. J.; Lim, N. H.; Ko, M. G.; Kim, K. D. 2016. Efficient assumption of design variables for stress ribbon footbridges, *KSCE Journal of Civil Engineering*. 20(1), 250 – 260.
- Hu, C. F.; Pi, Y.L.; Gao, W.; Li, L. 2018. In-plane non-linear elastic stability of parabolic arches with different rise-to-span ratio, *Thin-Walled structures*. 129 74–84.
- Yoshimura, T.; Kang, Won-Ho; Okado, M. 2016. Steel and hybrid stress-ribbon pedestrian bridges, *IABSEreports = RapportsAIPC = IVBHBerichte*. 03.10.2016.
- Juozapaitis, A.; Norkus, A. 2005. Shape determining of loaded cable via total displacements, *Technological and Economic Development of Economy*. 11(4), 248–259.

- Juozapaitis, A.; Vainiunas, P.; Kaklauskas, G. 2006. A new steel structural system of a suspension pedestrian bridge, *Journal of constructional steel research*. 62, 1257–1263.
- Juozapaitis, A.; Norkus, A. 2007. Determination of rational parameters for the advanced structure of a pedestrian suspension steel bridge, *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*. Vol II, No 4, 173–181. ISSN 1822-4288.
- Juozapaitis, A.; Merkevičius, T.; Daniūnas, A.; Kliukas, R.; Sandovič, G.; Lukoševičienė O. 2015. Analysis of innovative two-span suspension bridges, *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*. 10(3), 269 – 275.
- Juozapaitis, A.; Sandovič, G.; Jakubovskis, R.; Gribniak, V. 2021. Effects of flexural stiffness on deformation behaviour of steel and FRP stress-ribbon bridges, *Applied sciences*. 11, 10.3390.
- Jakubovskis, R.; Kupliauskas, R.; Rimkus, A.; Gribniak, V. 2018. Application of FE approach to deformation analysis of RC elements under direct tension, *Structural Engineering and Mechanics*. 68(3), 345 – 358.
- Kvedaras, A. K.; Šaučiuvėnas, G.; Komka, A.; Juozapaitis, A. 2016. The design of circular composite beams with a different concrete core considering the effect of concrete in tension, *Journal of civil engineering and management*. ISSN 1392-3730 / eISSN 1822-3605, vol. 22(1): 118–123.
- Kindman, R.; Kraus, M. 2011. Steel structures. Design using FEM, *Ernst & Sohn*. ISBN 978-3-433-02978-7.
- Ki-Jang, Han; Nam-Hyoung, Lim; Man-Gi, Ko. 2016. Efficient Assumption of Design Variables for Stress Ribbon Footbridges, *KSCE Journal of Civil Engineering*. 20(1):250-260.
- Lewis, W. J. 2003. Tension structures. Form and behaviour. London: *Thomas Telford Ltd*. 201 p. ISBN: 0 7277 3236 6.
- Liu, Y.; Zwingmann, B.; Schlaich, M. 2015. Carbon fiber reinforced polymer for cable structures – A review, *Polymers*. 2078-2099.
- Liu, Y.; Zwingmann, B.; Schlaich, M. 2016. Advantages of using CFRP cables in orthogonally loaded cable structures, *AIMS Materials Science*. 3(3): 862-880.
- Liu, Z. Q.; Luo, B.; Wang, Q.; Feng, B. 2021. Experimental and numerical investigation of the anti-debonding performance for novel CFRP-steel tube composite member under tension, *Journal of Building Engineering*. 35, Paper ID: 102004, 14 p.
- Mikhelson, I. 2004. Structural engineering formulas, *McGraw-Hill*. ISBN 0-07-143911-0. © 2004 by Ilya Mikhelson.
- Maghami, A.; Shahabian, F.; Hosseini, S. M. 2019. Geometrically Nonlinear Analysis of Structures Using Various Higher Order Solution Methods: A Comparative Analysis for Large Deformation, *Computer Modeling in Engineering & Sciences*. CMES, vol. 121, no. 3, pp. 877–907.

- Pirner, M.; Fisher, O. 1998. Wind-induced vibrations of concrete stress-ribbon foot-bridges, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 74–76 871–881.
- Pi, Y.; Liu, C.; Bradford, M. A. 2012. In-plane strength of concrete-filled steel tubular circular arches, *Journal of Constructional Steel Research*. 69 (2012) 77–94.
- PFEIFER. 2010. Cable structures. *Pfeifer seil- und hebetechnik gmbh*. 204/278
- Quaranta, G.; Demartino, C.; Xiao, Y. 2019. Experimental dynamic characterization of a new composite glulam-steel truss structure, *Journal of Building Engineering*. 25, 100773, 11 p.
- Radnic, J.; Matesan, D.; Buklijas-Kobojevic, D. 2015. Numerical model for analysis of stress-ribbon bridges, *Gradevinar*. 67(10), 959 – 973.
- Strasky, J. 2005. Stress ribbon and cable-supported pedestrian bridges, London: *Thomas Tel-ford Ltd*. 232 p.
- Strasky, J. 2011. Stress ribbon and cable-supported pedestrian bridges. Second edition, London: *ICE Publishing*. 265 p. ISBN 978-0-7277-4146-2 © Thomas Telford Limited.
- Schlaich, M.; Brownlie, K.; Conzett, J. 2005. Guidelines for the design of footbridges, Stuttgart: *Sprint-Digital-Druck*. 154 p.
- Schlaich, M.; Bogle, A.; Bleicher, A. 2011. Brückenbau II – Seile, *Technische Universität Berlin*. Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Massivbau. 2. Auflage, Februar.
- Schlaich, J.; Bergermann, R. 2000. Light structures. München, Berlin, London, New York: *Prestel*. 328 p.
- Schlaich, M.; Goldack, A.; Nier, M. 2012. Die mehrfeldrige spannbandbrücke slinky springs to frame in Oberhausen, *Stahlbau*. 81, Heft 2.
- Sandovič, G.; Juozapaitis, A.; Kliukas, R. 2011. Simplified engineering method of suspension two-span pedestrian steel bridges with flexible and rigid cables under action of asymmetrical loads. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*. 6(4), 267–273.
- Sandovič, G.; Juozapaitis, A. 2012. The analysis of the behaviour of an innovative pedestrian steel Bridge, *Steel Structures and Bridges*. Procedia Engineering 40, 411–416. 1877-7058.
- Sandovič, G.; Juozapaitis, A.; Gribniak V. 2017. Experimental and analytical investigation of deformations and stress distribution in steel bands of a two-span stress-ribbon pedestrian bridge, *Mathematical Problems in Engineering*. Article ID 9324520.
- Soria, J. M.; Díaz, I. M.; García-Palacios, J. H. 2016. Vibration monitoring of a steel-plated stress-ribbon footbridge: Uncertainties in the modal estimation, *J. Bridge Eng.* C5015002.
- Segal, E. M.; Rhode-Barbarigos, L.; Adriaenssens, S.; Coelho, R. D. F. 2015. Multi-objective optimization of polyester-rope and steel-rope suspended footbridges, *Engineering Structures*. 99, 559 – 567.

- Tong, Z.; Song, X.; Huang, Q. 2018. Deflection calculation method on GFRP-concrete-steel composite beam, *Steel and Composite Structures*. 26(5), 595 – 606.
- Vanagas, E.; Kliukas, R.; Lukoševičienė, O. 2017. A feasibility study of using composite reinforcement in transport and power industry structures, *Transport*. ISSN 1648-4142/eISSN1648-3480, vol. 32(3): 321–329.
- Van Nimmen, K.; Lombaert, G.; De Roeck, G.; Van den Broeck, P. 2014. Vibration serviceability of footbridges: Evaluation of the current codes of practice, *Engineering Structures*. 59 (2014) 448–461.
- Votsis, R. A.; Stratford, T. J.; Chrystanthopoulos, M. K.; Tantele, E. A. 2017. Dynamic assessment of a FRP suspension footbridge through field testing and finite element modelling, *Steel and Composite Structures*. 23(2), 205 – 215.
- Wadi, A.; Pettersson, L.; Karoumi, R. 2018. FEM simulation of a full-scale loading-to-failure test of a corrugated steel culvert. *Steel and Composite Structures*. 27(2), 217 – 227.
- Walker, J.; Awange, J. 2020. Circular curves. Surveying for civil and mine engineers, *Springer*. Cham. 07 June. 211–229.
- Wei-Hua, Hu; Caetano, E.; Cunha, A. 2013. Structural health monitoring of a stress-ribbon footbridge, *Engineering Structures*. 57(2013) 578–593.
- Xiaohan, Liu; Schauer, T.; Goldack, A. 2017. Multi-modal active vibration control of a lightweight stress-ribbon footbridge based on subspace identification, *IFAC*. 50-1, 7058–7063.
- Ziemian, R. D. 2010. Guide to stability design criteria for metal structures, Sixth Edition, *John Wiley & Sons, Inc.* ISBN 978-0-470-08525-7. 1078 p.

Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema sąrašas

Straipsniai recenzuojamuose mokslo žurnaluose

Kleinas, V. 2021. Rational cross-sectional design and behavioural analysis of the low-sag stressed ribbon pedestrian bridges, *Bauingenieur*. Dusseldorf: Springer-VDI Verlag. Vol. 96, iss. 4, p. 121–131. ISSN 0005-6650. eISSN 1436-4867.
doi:10.37544/0005-6650-2021-04-57

Karieta, V. 2018. The analysis of rational component parameters for stress ribbon through steel arch footbridges, *Engineering Structures and Technologies*. Vilnius: VGTU Press. Vol. 10 iss. 2, p. 72–77. ISSN 2029-882X. eISSN 2029-8838.
doi.org/10.3846/esat.2018.6480

Karieta, V. 2017. Vienajuosčių kabamųjų paremtų arka pėsčiųjų tiltų pusiausvyros sistemos komponavimas = Arranging parameters of self-anchored stressed ribbon supported on arch pedestrian bridges, *Mokslas – Lietuvos ateitis = Science – future of Lithuania* Vilnius: Technika. Vol. 9, no. 5, p. 495–499. 9(5). ISSN 2029-2341. eISSN 2029-2252.
doi: 10.3846/mla.2017.1084

Summary in English

Introduction

Formulation of the Problem

No detailed methodology for determining the parameters of a balanced combined bridge structure is, so this need is obvious. The design has not been sufficiently studied. The following questions have not been answered by engineering science:

- unknown components of a balanced structure;
- the indeterminate shape of a balanced bridge with varying deck weight;
- the geometrically nonlinear behaviour of the structure under vertical static asymmetric pedestrian loads and temperature effects has not been studied in detail;
- influence of shape on the distribution of arch stresses is unknown;
- the possibilities of using stressed steel sheets in the construction of a combined bridge have not been fully explored;
- indefinite influence of the suspension part on the stability of the arch.

Relevance of the thesis

The topic of the presented dissertation is relevant to civil engineering in both a scientific and practical sense. As construction volumes and pollution levels increase worldwide, there is a need to develop innovative, long-lasting, energy-saving, energy-saving design solutions and calculation methods.

The development of transport facilities around the world is one of the priority areas. In Lithuania, the development and renewal of transport networks and their integration with European transport networks have gained momentum. The constantly growing flows of vehicles determine the search for balanced research methods and solutions and their implementation in real projects. Pedestrian bridges occupy a special place in the transport infrastructure, which ensures the safe movement of pedestrians and cyclists and often serves as an architectural highlight of the area.

One of the dissertation topics is related to the sustainable development of pedestrian and bicycle infrastructure structures, which includes developing and applying innovative structural solutions and engineering calculation methods for bridges to ensure the safety, reliability, and durability of these structures.

The object of the research

State of stresses and strains of the balanced stressed ribbon-arch pedestrian bridge load-bearing elements.

Aim of the thesis

To perform the analysis of stress and displacement distribution in the load-bearing elements of a balanced pedestrian bridge by evaluating vertical loads and temperature effects.

The objective of the thesis

To achieve this goal, the following tasks are solved:

1. To prepare a methodology for calculating the stresses of composing a stressed suspension bridge and perform behavioural tests of the bridge suspension element under different static deck loads.
2. To develop an engineering methodology for calculating the stresses and displacements of the combined single-lane-arch pedestrian bridge load-bearing elements.
3. To determine the influence of the arch's shape on the distribution of bending moments in the structure of the combined bridge.
4. Perform analytical and numerical studies of single arch behaviour under static loads. In addition, perform a numerical assessment of the stability of the bridge arch.
5. To perform a numerical analysis of the behaviour of the combined single-lane-arch pedestrian bridge by evaluating static symmetrical and asymmetric vertical loads and temperature effects.

The research methodology

Analytical methods of static behaviour analysis, geometrically nonlinear behaviour and numerical modeling (finite element) methods are applied.

The scientific novelty of the thesis

1. An engineering methodology for calculating stresses and displacements of stressed ribbon-arc pedestrian bridge load-bearing elements has been prepared, assessing geometric nonlinearity.
2. A methodology for selecting components of a balanced bridge structure and calculation of support reactions has been prepared.
3. The arch's shape influences the distribution of bending moments in structure determined.
4. It has been established that the suspension part of the bridge restricts the displacements of the arc and increases its stability under symmetrical and asymmetrical static loads.
5. The proposed methodology for calculating the cross-section of a bridge suspended suspension element and the radius of the support saddle, taking into account the expected operating conditions and the strength of the element material.

The practical value of the research findings

The developed engineering methodology for the combined stressed ribbon-arch bridge composition and the calculation of stresses and displacements of its load-bearing elements allows selecting a balanced geometry of this structural system and selecting its cross-sections load-bearing elements. The engineering methodology facilitates creating a balanced structural bridge diagram and numerical bridge model and enables the direct design procedure.

The paper presents recommendations for the composition of a combined stressed ribbon-arch structure. In addition, practical recommendations for adjusting the bridge stresses of a combined bridge given.

The paper identifies the approximate possibilities of using stressed ribbon structures in Lithuania, meeting the requirements of TR 2.01: 2019 for the longitudinal slope of the running section.

Defended statements

1. The proposed engineering methodology allows selection of the balanced stressed ribbon-arc bridge structural system geometry components directly.
2. Stressed ribbon favourable effect on the behaviour of the arch. It increases its stability in the plane of the arch, depending on the prestressing.
3. The suspension element is connected to the arch by an axial force distributed to the arch by external pressure. Therefore, the bending stresses of the supporting suspension element in the saddle zone directly depend on its cross-sectional height (thickness) and the radius of the arch saddle.
4. The proposed cross-section of a light stressed ribbon structure extends the application of steel sheet elements to construct a combined bridge.

The approval of the research findings

The dissertation topic published in 3 scientific articles in peer-reviewed scientific journals, one of which is in the publications of the Clarivate Analytics Web of Science database with a citation index; one article in publications of other international databases and one article in the peer-reviewed journal of young Lithuanian scientists. The list of the author's publications given on page 105.

The results of the research carried out in the dissertation were published in three scientific conferences:

- Conference of Young Scientists “Science – the Future of Lithuania” 2017. The topic of the report: “Composition of a balanced system of stressed ribbon supported by arch pedestrian bridges”.
- Conference of Young Scientists “Science – the Future of Lithuania” 2018. The topic of the report: “Evaluation of technological aspects in selecting the cross-section of steel stressed ribbon pedestrian bridges”.
- 13th International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques 2019. Report topic: “Analysis of the innovative two-span stress ribbon steel footbridge”.

Structure of the dissertation

The dissertation consists of an introduction, three chapters and general conclusions. Four annexes. The volume of the work is 121 pages, excluding appendices, 106 numbered formulas, 72 figures and 11 tables used in the text. 62 literature sources used in writing the dissertation.

Acknowledgements

The author of the dissertation sincerely thanks the supervisor of his research work, prof. Dr Algirdas Juozapaitis for understanding and insightful advice when choosing the purpose and tasks of the work. He is also very grateful to the experts of the Department of Metal and Composite Structures, dr. Ieva Misiūnaitė and dr. Donatas Jatulis for valuable comments on the constructive content. Special thanks to the Rector prof. Dr Alfonsas Daniūnas and Science expert prof. Dr Darius Bačinskas for valuable insights and a broad approach to the relevance of the work.

1. An overview of the structure, arrangement, and calculation methods of the research object

The research and construction of combined stressed ribbon-arch constructions began at the very beginning of the 21st century. The shapes of the main supporting elements of suspension-arch combined bridges are natural, blending harmoniously into the environment. Moreover, these constructions are environmentally friendly in terms of construction technology. Combined suspension-arch bridges can be found in Germany (2000), Japan (2002), Czech Republic (2007), USA (2014).

Professor Jiri Strasky was one of the first to use numerical and experimental methods to study and describe in books (2005, 2011) the general behaviour of the structure to determine the load-bearing capacity of the bridge structure model, to implement examples in practice.

Professor J. Strasky described the principle of composing a non-stretched KPA structure, which reflected in Fig. S1. the scheme provided. Based on this scheme, it is possible to balance the horizontal support reactions of the suspension and arched parts of the bridge, creating a balance in them. The arch used as a saddle from the edges of which the hanging element can rise or rest under variable effects and temperature (Strasky J. 2011).

The composition of the structure takes place under constant loads. At the beginning of the assembly, the suspension element can be considered as a suspension structure supported on a fixed saddle in the middle of two spans (Fig. S1 b). Next, the arch is calculated separately by loading it with its weight, the weight of the suspension part and the additional axial force load of the tensile elements, which distributed by the pressure to the arch saddle (Fig. S1 c). After tensioning the supporting elements, the hanging and arch elements become one structure (Strasky J. 2011).

The parameters of the structural elements and the axial forces in the arch and stressed ribbon element can be chosen such that the horizontal reactions of these structures are the same ($H_v = H_a$). Only then can vertical support reactions be transmitted to the foundation by combining the hanger and arch supports (Fig. S1 d). In this case, the moment $H_v \cdot h$ is opposed by the moment $R_a \cdot b$. In this way, a balanced structure transmits only vertical loads to the foundation (Strasky J. 2011).

Different joints and construction allow this type of bridge to use different materials and cross-sections (Strasky J. 2005, 2011).

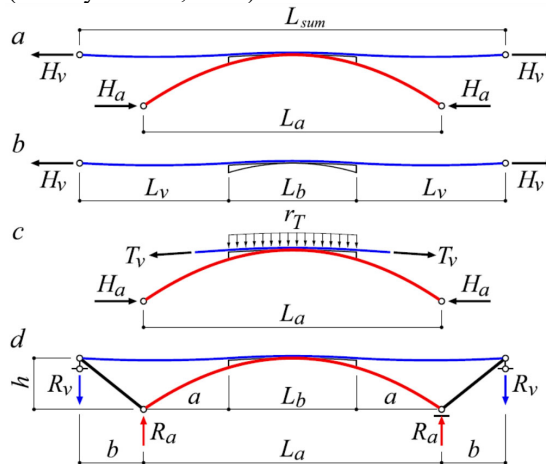


Fig. S1.1. Structural arrangement of balanced structure

L_{sum} – the span of the bridge;

L_b – length of the arch saddle;

- H_v – horizontal reaction of the stressed ribbon;
 H_a – horizontal reaction of an arch;
 T_v – axial force of stressed ribbon;
 a, b, h – geometrical parameters.

The design of the test bridge is sufficiently new in practical application. Detailed methodologies for composing load-bearing structures for combined suspension-arch pedestrian bridge structures are practically not developed. There is no clear change in the geometry of the bridge structure under different magnitudes of constant and variable loads. The scope of application of the combined bridge structure is not defined. The construction of low-pitch suspension single-bridge bridges requires very massive foundations and is practically unsuitable in typical geological situations. The work aims to combine an extremely low slope ($i = 4\%$) hanging element and an arch to investigate the possibilities of use. During the combined bridge model test, it was found that the structure lost stability under a load of 1.87 times higher than calculated (Strasky J. 2005). No more detailed studies of the rational shape and stability of the combined bridge arch have been found. The influence of the suspension part on the bridge arch stability is not apparent. The review of the calculation methods of bridge arches showed that the limit values of the bearing capacity of individual steel arches using the spatial stumbling model correlate with the methodology approved by LST EN 1993-2. The results are greatly influenced by the stiffness of the arch constraints.

2. Investigations of the stressed ribbon part of the bridge

The geometric scheme of the investigated suspension structure is presented in Figure S2.1:

- L_v – span;
 L_l – saddle edge length;
 $L_{anch.1}, L_{anch.2}$ – anchoring zones;
 T – axial force;
 h_v – difference in support heights;
 R_b – radius of the saddle;
 f_g – deflection under constant load;
 α_l, β, β_g – angles of geometric definition;
 $L(\sigma_{Rb}), L(\sigma_N)$ – total and axial normal stress zones;
 B, b_l, b_2 – the geometrical parameters of the deck;
 b_k, b_n – the dimension of the position of the load-bearing elements;
 B_L, b_L, t_L – geometrical parameters of the load-bearing sheets;
 A_L – the cross-sectional area of the supporting ropes or sheets;
 t_C – thickness of reinforced concrete slab;
 γ – the ratio of variable to constant loads (v_k/g_k);
 i – the maximum value of the longitudinal slope (%);
 1 – steel sheet;
 2 – sheets of steel or composite material;
 3 – cables;
 4 – reinforced concrete deck slab.

The self-weight of the structure (constant load) greatly influences the behaviour of suspension bridges. The cross-sections of the lightweight deck (Fig. S2.1 a) and the classically structured (Fig. S2. B, c) bridge with variable and constant load ratios γ are from 0.43 to 2.26. The displacements and stiffness of the reinforced concrete deck were not taken into account in the calculations. The effect of variable human load in the calculations was estimated at 5 kPa load (LST EN 1991-2). The bridge cross-sectional parameters and loads are given in Table S1. The physical properties of the supporting element materials are provided in Table S2.1.

- g_k, v_k – permanent and live load characteristic values;
- t_0 – initial thickness of the reinforced concrete deck slab;
- t_L – thickness of steel sheet.

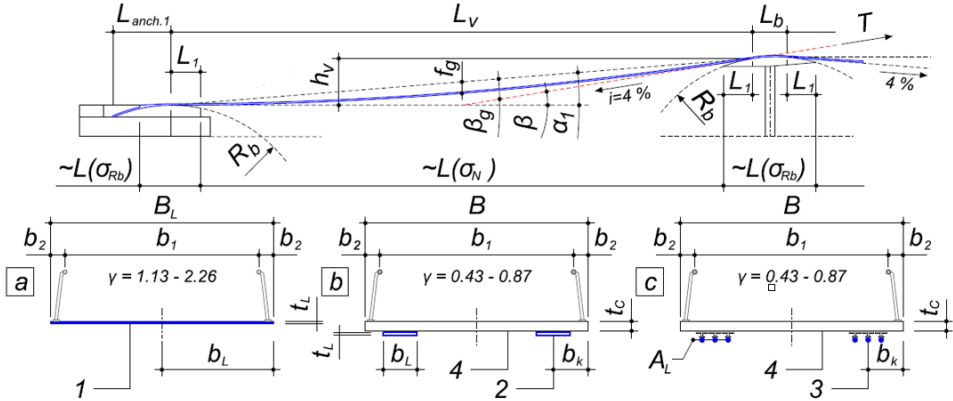


Fig. S2.1. Geometrical parameters and cross-sections of the bridge construction scheme: a) cross-section of steel support sheet; b) cross-section of steel or composite sheets and reinforced concrete decking; c) cross-section of steel ropes and reinforced concrete decking

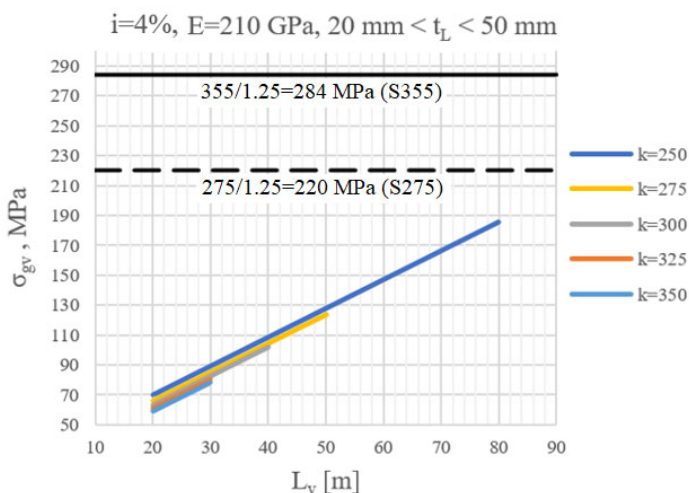
Table S2.1. Geometrical cross-sections parameters

Cross-section	(B, B _L)/2, m	b _l /2, m	t _L , mm	t ₀ , mm	g _k , kN/m	v _k , kN/m	γ = v _k /g _k
Fig. S2.1	2.3	2.0	20	–	3.539	10	2.28
			50	–	8.847		1.13
–			200	11.50	0.87		
–			300	17.25	0.58		
–			400	23.00	0.43		
Fig. S2.1							

Table S2.2. Types of elements and physical characteristics of materials

Cross-section	Type	Modulus of elasticity E, GPa	Density of the material ρ , kN/m ³
Fig. S2.	Steel sheet	210	76.93
Fig. S2.	Steel sheet	210	76.93
	CFRP sheet	250	15.79
	Steel cable	195	76.93
	Concrete deck	34	25.00

Using a sheet ≤ 50 mm thick, less deformable structures ($k > 300$) can be applied in relatively small spans of $30 \div 40$ m, can be used in combined bridge structures. The constructions of the support sheet are light. The ratio of variable to constant load γ varies from 2.28 to 1.13. A lightweight deck for a combined bridge will always require a large enough cross-sectional area, especially to assemble more rigid structures. The variable load forms a significant part (25÷45%) of the total axial stresses. The deformability decreases with increasing influence under constant load in the cross-section of the bearing element. Low axial stresses in the load-bearing sheet in the span create favourable conditions for applying standard structural steel (Figure 2.7). To reduce the influence of bending stresses in the support saddle zone, it is always effective to use thinner elements or increase the radius of the support saddle.

**Fig. S2.2.** Dependence of stresses on the span in lightweight structure (Fig. S2.1 a)

Heavier decking reduces the effect of live load. For this reason, by increasing the continuous load, stiffer structures can be assembled (Fig. S2.3).

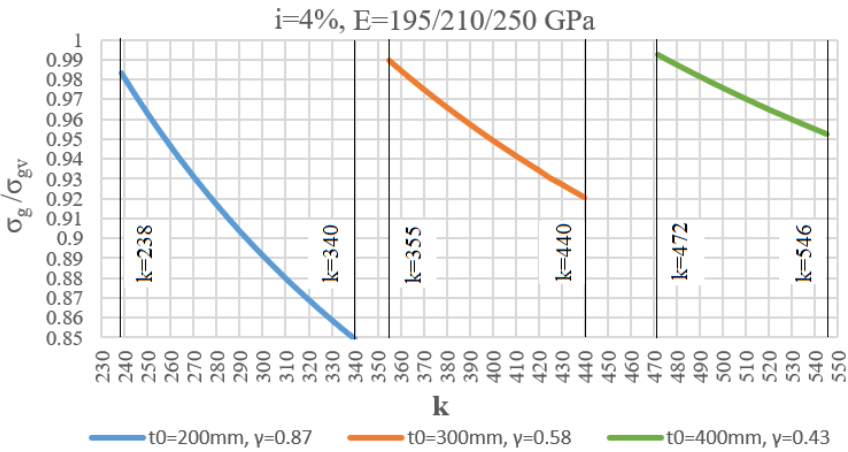


Fig. S2.3. Dependence of relative stresses on the limit displacement coefficient k

The presented methodology is based on the limit deflection condition. The structure's stiffness can be defined by the deflection coefficient k . Fig. S2.3. it can be seen that deck structures of different weights fall into ranges of different deflections. As the stiffness of the structure increases (k) increases, the cross-sectional area of the supporting element also increases. For this reason, in terms of material consumption, it is rational to choose the lowest possible limit displacement coefficient k based on the strength of the material (Fig. S2.4). When selecting the strength of the material of the supporting element, the bending effects in the support saddle zone, the effects of which add up to the stresses σ_N acting on the span of the suspension element, must be taken into account. The larger difference between the calculated material strength and the normal stresses in the span ($f_{yd} - \sigma_{Nd}$) allows the selection of a smaller radius of the intermediate support saddle.

Based on Figure S2.4. it is possible to select the strength of the material of the supporting element, taking into account the total value of the load on the bridge deck and the expected displacement of the structure. High stresses are present in the elements with a small cross-sectional area, so it is recommended to use high-strength steel ropes or composite materials (APAP) for these structures.

The influence of the weight of the structure on the support reactions is very significant. The dependence of the characteristic axial forces of the supporting elements on the variation of the span length and the deck's weight is presented. The figure shows that the axial forces of the cross-sections of the heavy deck are $\sim 20\%$ higher than the average weight and $\sim 50\%$ higher than the lightweight structures. The axial forces of low-inclination ($i = 4\%$) suspension structures of various weights, and at the same time, the horizontal support reactions, are very high and practically not applicable in typical geological situations. The most favourable base for anchoring the foundations of these structures is a rock. The application of low-tilt suspension structures can be extended by using them to construct combined stressed ribbon-arch bridges.

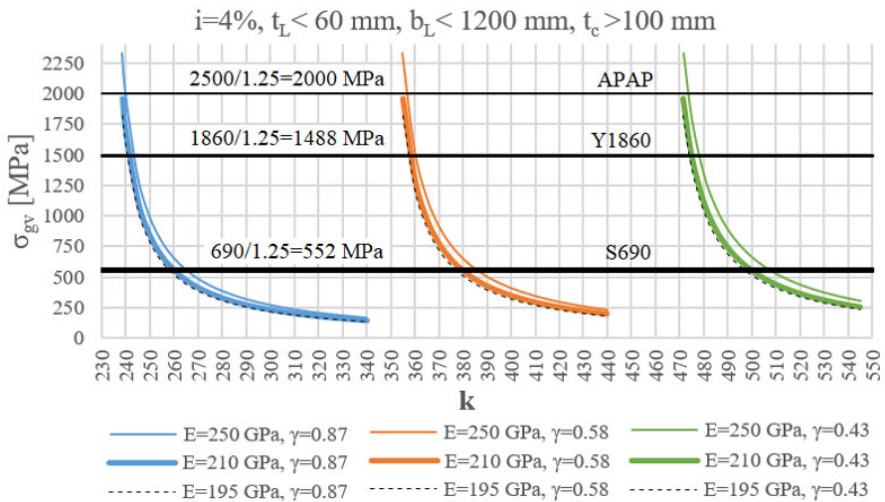


Fig. S2.4. The effect of constant load on the stresses of the cross-section

3. Combined bridge research

The arch is an essential load-bearing element of the bridge, the shape, rigidity, and weight of which directly influence the behaviour of the whole structure. Proper selection of the geometrical parameters of the arch can balance the construction of the combined bridge. A balanced structure transmits minimal horizontal and primary vertical permanent effects to the foundation, making it easier to adapt to various geological conditions (Strasky J. 2005, 2011).

The chapter presents the engineering methodology for determining loads of the combined bridge and the geometrical parameters of the calculation scheme, taking into account the loads and stiffness of the load-bearing elements. The geometric length of the arch of the combined bridge is described, based on which the geometrical parameters of a stable cross-section of a steel or steel-concrete arch can be selected. During the performed analytical studies, the balanced ($H_a = H_v$) combined suspension-arch bridge on the constant loads of the bridge deck and arc was determined (Fig. S3.2, S3.3).

The geometrical parameters of the bridge are determined by applying characteristic constant loads. The engineering methodology is designed to select the geometry of the digital bridge model and the cross-sections of the load-bearing elements. Therefore, the method covers only vertical permanent and variable loads. The parameters defined at the beginning of the compilation are presented in Figure S3.1 a). The parameters calculated based on the engineering methodology are shown in Figure S6. b). The members in the formulas are calculated according to the procedures in Chapters 2 and 3.

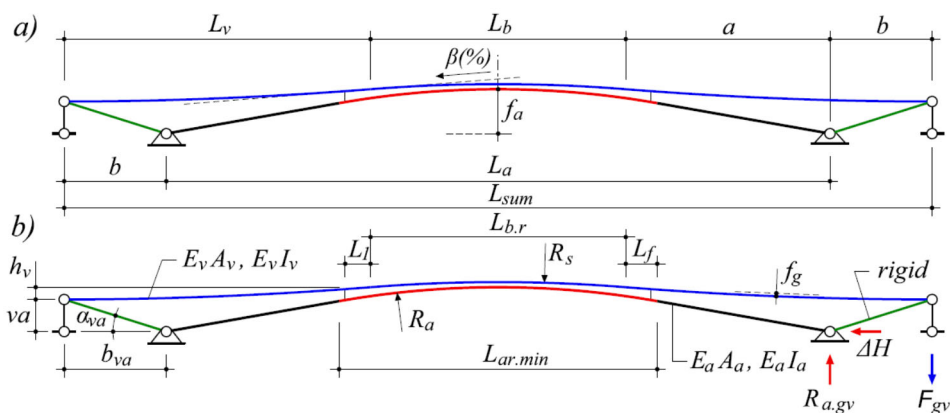


Fig. S3.1. Scheme of the bridge: a) selectable parameters; b) the parameters can be calculated following an engineering methodology

The behaviour of the structure was investigated using geometric nonlinear numerical analysis in the Midas Civil finite element program using the Newton – Raphson iteration method.

The general nature of the analytical and numerical bending moment diagrams is similar. The main differences between the analytical and numerical results are:

Horizontal reactions	+ 6.9%;
Main bending moments M1	–15%;
Bending moments in the center M2	–18.1%.

The structural elements of different behaviours complement each other. The deformed state of the arch is favourable for the suspension element of the bridge. This is because the deforming arch-tensioning suspension element protrudes slightly from the edge of the arched saddle and rests only on the current part of the arched saddle, the radius of which is R_s . The radius R_s of the arch saddle is much larger than the minimum radius $R_{b.min}$ of the edge of the saddle. Therefore the stresses of the tensioned suspension element do not reach the intended limit values.

The suspension part restricts the displacement of the arch, so the stability of the combined bridge will always be greater than that of a single arch. The stability of the combined bridge structure composed following the requirements of LST EN 1993-2 is sufficient. Due to the positive influence of the suspension part of the bridge, the stability of the bridge structure determined by numerical methods is higher than that calculated using the engineering methodology. The coefficient of sliding length of the combined bridge arch $\beta_{cr.C} \approx 0.333$ was determined by numerical research methods.

In the numerical computational scheme, the load-bearing elements are modelled using finite rod elements. The suspension part of the bridge and the arch in the bridge's centre are connected by rigid link-type connections. In places where the stressed ribbon can rise from the saddle, the connection between the arch and the suspension element is modelled using only compression-absorbing “elastic link” type connections. During the

preparatory studies of the numerical model, it was found that the influence of the saddle edges on the general behaviour of the structure and the stress distribution in the arch is not significant because the deforming arches of the stressed suspension structure deviate slightly from the edges of the arched saddle.

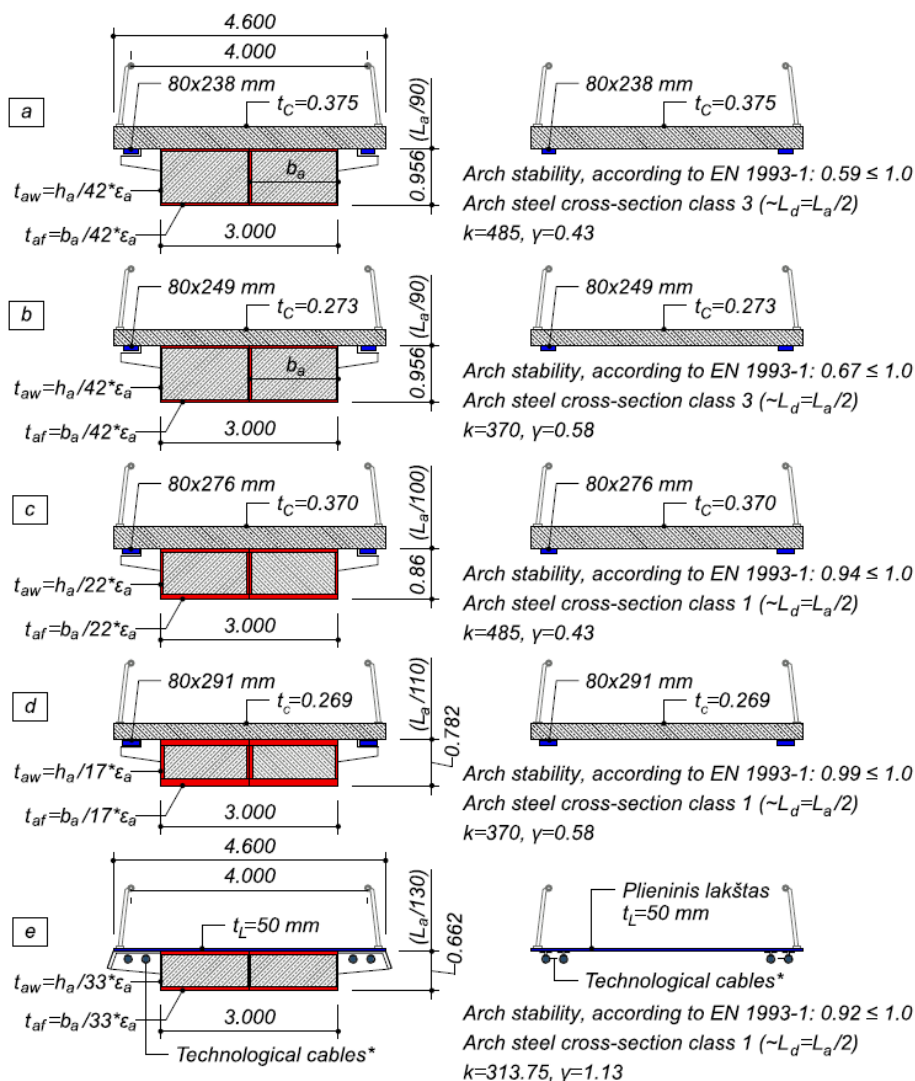


Fig. S3.2. Geometry and stability of cross sections were calculated based on engineering methodology: a) composite steel-concrete arch, $k = 484$; b) composite steel-concrete arch, $k = 370$; c) steel arch filled with concrete, $k = 484$; d) steel arch filled with concrete, $k = 370$; e) composite steel-concrete arch, $k = 314$.

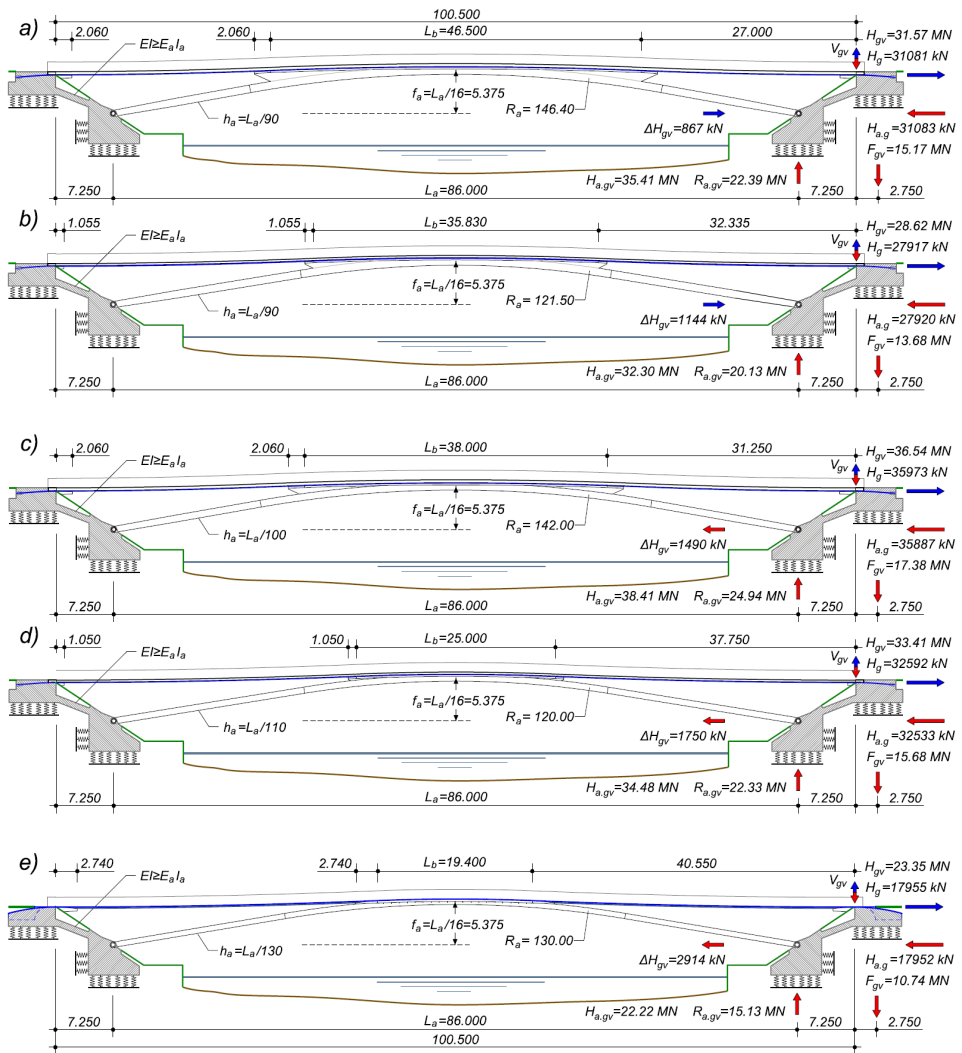


Fig. S3.3. The geometry and support reactions of the bridge calculated using engineering methodology

General conclusions

1. The engineering methodology and performed structural analysis help balance and predict the geometrically nonlinear behaviour of the statically unsolvable structure and its effects on foundations under self-weight and vertical constant and variable static loads.

2. Concerning the distribution of bending moments, it is rational to apply the definition of a hyperbolic curve in the arch of a combined bridge. In all cases, it is reasonable to form an arch curve in the arch saddle area and straighten the edge parts of the arch. The distribution and size of the arch's bending moments can be adjusted by the radius of the arched part and forming building risers.
3. It is established that the suspension part of the bridge restricts the displacements of the arch and increases its stability under symmetrical and asymmetrical static loads. The coefficient of sliding length of the arch of the light steel combined bridge determined by applying BEM is $\sim 33.4\%$ lower than the value specified in the norms. During the structure assembly, it is recommended to take the initial clamping length of the combined bridge arch equal to half the span to compose a stable arc.
4. The horizontal reactions of the balanced pedestrian bridge structure are ~ 4.5 times smaller than the horizontal reactions of the individual (unconnected) bearing elements under constant load. As the ambient temperature warms, the horizontal reactions on the bridge ΔH also increase. Although at horizontal temperatures of $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$ the horizontal effects under the most dangerous load (combination 4) increase ~ 2.23 times, the latter is ~ 2.6 times smaller than the horizontal reactions of the individual (unconnected) supporting elements calculated using engineering methodology under full symmetrical load. Balanced constructions are rational.
5. The proposed lightweight, balanced steel bridge structure is rational in terms of material consumption and durability, which is only sensitive to longitudinal asymmetric loading. The twisting of the steel ribbons during IAA can be minimized by installing a mesh between the bearing elements. Or by other additional external means, the effectiveness of which requires further studies.
6. Steel sheet structures with a coefficient $k > 300$ can be applied to relatively small spans (up to 40 meters) or combined bridge structures with a total length of ~ 100 meters. The spacing can be increased by using sheets thicker than 50 mm or by increasing the constant load on the hanging element and thus the strength of the material.

Priedai³

- A priedas.** Arka paremtų vienajuosčių pėsčiųjų tiltų konstrukcijos
- B priedas.** Rekomendacijos
- C priedas.** Disertacijos autoriaus sąžiningumo deklaracija
- D priedas.** Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema kopijos

³ Priedai pateikiami pridėtoje kompaktinėje plokštelėje.

Vilius KLEINAS

SUBALANSUOTŲ VIENAJUOSČIŲ ARKINIŲ
PĖSČIŲJŲ TILTŲ KOMPONAVIMO
IR ELGSENOS ANALIZĖ

Daktaro disertacija

Technologijos mokslai,
Statybos inžinerija (T 002)

ARRANGEMENT AND BEHAVIOURAL ANALYSIS
OF BALANCED STRESSED RIBBON-ARC
PEDESTRIAN BRIDGES

Doctoral Dissertation

Technological Sciences,
Civil Engineering (T 002)

2021 07 16. 12,0 sp. l. Tiražas 20 egz.
Leidinio el. versija <https://doi.org/10.20334/2021-037-M>
Vilniaus Gedimino technikos universitetas,
Saulėtekio al. 11, 10223 Vilnius
Spausdino BJ UAB „Baltijos kopija“
Kareivių g. 13b, 09109 Vilnius